

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ESTABILIZAÇÃO DO SOLO DA REGIÃO DE SÃO PEDRO DE ALCÂNTARA - SC
COM CAL VISANDO O SEU EMPREGO NA PAVIMENTAÇÃO

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Infra-estrutura e Gerência Viária

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Glaci Trevisan Santos

Florianópolis

2000

POMATTI, Kátia Elisa. *Estabilização do solo da região de São Pedro de Alcântara – SC com cal visando seu emprego na pavimentação.*

Florianópolis, 2000. 86p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.

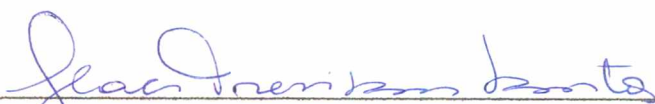
Orientadora: Glaci Trevisan Santos

Defesa: 10/00

Resumo da dissertação: Neste trabalho foi analisada a melhoria nas características de um solo quando estabilizado com cal, bem como a viabilidade técnica de se utilizar camadas deste novo material em pavimentos urbanos. O trabalho teve as seguintes finalidades: realizar um estudo da influência do teor de cal obtido sobre as propriedades físicas e químicas do solo tratado, verificar qual o ganho de resistência com o tempo de cura. Dos resultados obtidos, concluiu-se: houve, de uma maneira geral, melhora nas características físicas com o acréscimo de cal; houve ganho de resistência com o tempo de cura.

FOLHA DE APROVAÇÃO

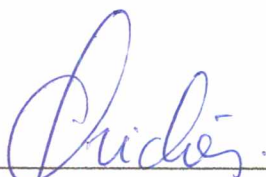
Dissertação defendida e aprovada em 24/10/2000,
pela comissão examinadora



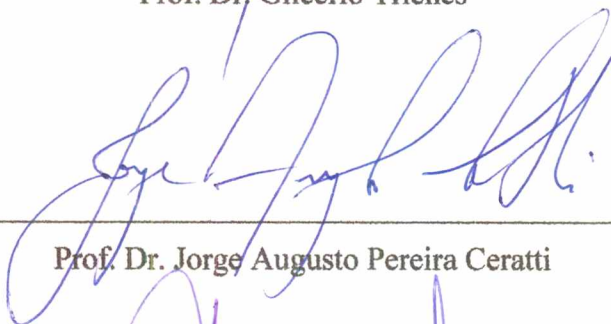
Prof.^a. Dr.^a. Glaci Trevisan Santos – Orientadora



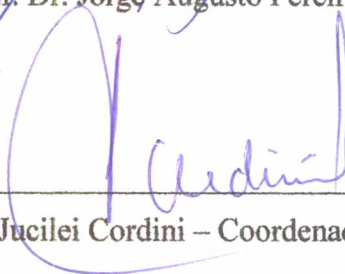
Prof.^a. Dr.^a. Regina Davison Dias



Prof. Dr. Glicério Trichês



Prof. Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti



Prof. Dr. Jucilei Cordini – Coordenador do CPGEC

AGRADECIMENTOS

Desejo externar meus sinceros agradecimentos às seguintes pessoas:

À professora Glaci Trevisan Santos pelo companheirismo, amizade e ensinamentos transmitidos durante toda a sua orientação.

À professora Regina Davison Dias pela colaboração e ensinamentos transmitidos no decorrer do curso.

À UNISUL, que permitiu a realização de ensaios no seu laboratório de Mecânica dos Solos.

Ao laboratorista da UNISUL, Alfeu Antunes dos Santos, pela ajuda na realização dos ensaios de laboratório.

Ao professor Glicério Trichês pela atenção dedicada a esta pesquisa.

Aos bolsistas Daniel e Klayton pelo auxílio na confecção de mapas e algumas figuras.

Ao bolsista Celso pela ajuda em alguns ensaios de laboratório.

À Edna Lindaura Luiz pela grande colaboração dada a esta pesquisa.

Ao professor Maccarini pela liberação do laboratório de mecânica dos solos da UFSC.

Ao Edí pela confecção e montagem de alguns equipamentos.

À Gerência de Geografia, Cartografia e Estatística da Secretaria do Estado de Desenvolvimento Econômico e Integração ao Mercosul, pela liberação dos mapas Geológico e Pedológico;

Ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, cuja bolsa de estudos viabilizou a realização deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS	i
LISTA DE FIGURAS	ii
LISTA DE SÍMBOLOS	iv
RESUMO	v
ABSTRACT	vi
1 – INTRODUÇÃO	01
1.1 – Problema de pesquisa e objetivos.....	01
2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	03
2.1 – O solo.....	03
2.2 – A cal.....	03
2.3 – Argilominerais.....	04
2.4 – Reações solo-cal.....	05
2.4.1 – Troca iônica, floculação e aglomeração.....	05
2.4.2 – Reações pozolânicas.....	07
2.4.3 – Carbonatação.....	09
2.5 – Propriedades físicas dos solos tratados com cal.....	10
2.5.1 – Características de compactação.....	10
2.5.2 – Granulometria.....	10
2.5.3 – Limites de Atterberg.....	11
2.5.4 – Variação volumétrica.....	13
2.5.5 – Alteração no teor de acidez.....	13
2.5.6 – Resistência e durabilidade.....	15
2.5.7 – Permeabilidade.....	17
2.5.8 – Classificação do solo.....	17
2.6 – Dosagem da mistura solo-cal.....	20
2.7 – Dimensionamento da estrutura do pavimento.....	21
2.7.1 – Método da Prefeitura Municipal de São Paulo.....	21
2.7.2 – Dimensionamento contemplando os conceitos da Mecânica dos pavimentos.....	25
2.8 – Procedimentos construtivos da camada estabilizada.....	27
2.8.1 – Preparo do subleito.....	27

2.8.2 – Preparo da camada a ser estabilizada.....	27
2.8.3 – Pulverização.....	28
2.8.4 – Distribuição da cal.....	28
2.8.5 – Mistura inicial.....	30
2.8.6 – Adição da água complementar e mistura final.....	30
2.8.7 – Compactação.....	30
2.8.8 – Acabamento.....	31
2.8.9 – Cura.....	31
2.8.10 – Proteção.....	32
2.8.11 – Revestimento.....	32
3 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	33
3.1 – Materiais utilizados.....	33
3.1.1 – O solo e a caracterização da área estudada.....	33
3.1.1.1 – Classificação do solo.....	35
3.1.2 – A cal.....	36
3.2 – Métodos utilizados.....	36
3.2.1 – Coleta de amostras.....	37
3.2.2 – Preparação do solo.....	37
3.2.3 – Dosagem da mistura solo-cal.....	37
3.2.4 – Mistura.....	37
3.2.5 – Densidade real dos grãos.....	38
3.2.6 – Limites de Atterberg.....	38
3.2.7 – Análise Granulométrica.....	38
3.2.8 – Ensaio de compactação.....	38
3.2.9 – Moldagem dos corpos de prova.....	38
3.2.10 – Cura.....	39
3.2.11 – Ensaios de resistência.....	39
3.2.12 – Permeabilidade.....	39
3.2.13 – Microscopia Eletrônica de Varredura.....	40
3.2.14 – Ensaio de CBR.....	40
3.2.15 – Método das pastilhas MCT.....	40
3.2.16 – Ensaio de durabilidade.....	40
3.2.17 – Módulo de elasticidade e tensão de tração máxima.....	41
4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	43
4.1 – Dosagem solo-cal.....	43

4.2 – Análise granulométrica.....	44
4.3 – Características de compactação.....	46
4.4 – Limites de Atterberg.....	46
4.5 – Permeabilidade.....	47
4.6 – Ensaio de CBR.....	48
4.7 – Variação volumétrica.....	50
4.8 – Ensaio de resistência à compressão simples e diametral.....	52
4.9 – Microscopia Eletrônica de Varredura.....	57
4.10 – Método das pastilhas MCT.....	58
4.11 – Ensaio de durabilidade.....	59
4.11.1 – Método da ABCP.....	59
4.11.2 – Método sugerido nesta dissertação.....	61
4.12 – Módulo de elasticidade e tensão de tração máxima.....	61
5 – DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DO PAVIMENTO.....	63
5.1 – Método da Prefeitura Municipal de São Paulo.....	63
5.2 – Dimensionamento contemplando os conceitos da mecânica dos pavimentos.....	67
CONCLUSÕES.....	71
SUGESTÕES.....	73
ANEXO A.....	74
ANEXO B.....	75
ANEXO C.....	76
ANEXO D.....	77
ANEXO E.....	78
ANEXO F.....	79
ANEXO G.....	80
ANEXO H.....	81
ANEXO I.....	82
ANEXO J.....	83
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	84

LISTA DE TABELAS

TABELA 1.1 Classificação simplificada dos argilominerais.....	05
TABELA 2.1 Redução do índice de plasticidade de solos típicos americanos.....	12
TABELA 2.2 Exemplos de melhoria do CBR em solos do Rio de Janeiro.....	15
TABELA 2.3 Coeficientes de equivalência estrutural de cada camada.....	22
TABELA 2.4 Coeficientes de equivalência estrutural.....	23
TABELA 3.1 Características da cal utilizada.....	36
TABELA 3.2 Grau de permeabilidade segundo Terzaghi e Peck.....	39
TABELA 4.1 Característica físicas do solo natural e da mistura solo-cal.....	47
TABELA 4.2 Coeficiente de permeabilidade do solo natural e do solo-cal.....	48
TABELA 4.3 Resultados do ensaio de resistência à compressão simples.....	53
TABELA 4.4 Resultados do ensaio de resistência à compressão diametral.....	55
TABELA 4.5 Resultados do ensaio segundo o método das pastilhas MCT.....	59
TABELA 4.6 Porcentagem de perda de massa após cada ciclo.....	60
TABELA 4.7 Módulo de Elasticidade e tensão de tração máxima.....	62
TABELA 5.1 Valores da análise tensão / deformação para os dois critérios adotados.....	67
TABELA 5.2 Valores da análise tensão / deformação para os critérios adotados.....	70

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 Localização do Município de São Pedro de Alcântara no estado de Santa Catarina.....	02
FIGURA 2.1 Gráfico para a classificação MCT	19
FIGURA 2.2 Distribuição dos sacos e formação de faixas de cal.....	29
FIGURA 2.3 Espalhamento complementar da cal.....	29
FIGURA 3.1 Jazida utilizada.....	34
FIGURA 3.2 Separação entre o horizonte C do Granito São Pedro de Alcântara e o cambissolo de origem coluvionar que se encontra sobre o solo residual de granito.....	35
FIGURA 3.3 Esquema para rompimento da vigota (Medina, 1997).....	42
FIGURA 4.1 Determinação do teor ótimo de cal pelo método LFP.....	43
FIGURA 4.2 Determinação do teor ótimo de cal pelo método do pH.....	44
FIGURA 4.3 Curvas granulométricas do solo natural.....	45
FIGURA 4.4 Curvas granulométricas do solo natural e da mistura solo-cal.....	45
FIGURA 4.5 Curvas de compactação do solo natural e da mistura solo-cal.....	46
FIGURA 4.6 Ensaio de CBR do solo natural.....	48
FIGURA 4.7 CBR do solo + 7% de cal.....	49
FIGURA 4.8 Ensaio de CBR para os teores de 2, 3 e 4% de cal.....	50
FIGURA 4.9 Curva de expansão do solo + 7% de cal.....	51
FIGURA 4.10 Expansão do solo para as misturas contendo 2, 3 e 4% de cal após 28 dias de cura.....	51
FIGURA 4.11 Prensa utilizada no ensaio de RCS.....	52
FIGURA 4.12 RCS em função do tempo de cura.....	54
FIGURA 4.13 Prensa utilizada no ensaio de RCD.....	54
FIGURA 4.14 RCD em função do tempo de cura.....	56
FIGURA 4.15 Correlação entre a RCS com a RCD da mistura solo-cal.....	56
FIGURA 4.16 Microscopia Eletrônica de Varredura do solo natural.....	57
FIGURA 4.17 Microscopia Eletrônica de Varredura do solo-cal.....	58
FIGURA 4.18 Corpo de prova após o ensaio de durabilidade da ABCP.....	60
FIGURA 4.19 Estrutura do corpo de prova após 1 ciclo de molhagem e Secagem.....	61

FIGURA 5.1 Estrutura final obtida através da metodologia da Prefeitura
Municipal de São Paulo..... 64

FIGURA 5.2 Estrutura de referência para o cálculo das tensões obtida
através do dimensionamento pelo método DNER/79..... 68

FIGURA 5.3 Estrutura final obtida na análise tensão/deformação..... 70

LISTA DE SÍMBOLOS

ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
CBR	Califórnia Bearing Ratio
CESP	Companhia Energética de São Paulo
CSH	Silicato Hidratado de Cálcio
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
E	Módulo de Elasticidade
EPS	Espectrometria de Energia Dispersiva
HRB	Highway Research Board
IP	Índice de plasticidade
ISC	Índice Suporte Califórnia
LFP	Lime Fixation Point
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
NP	Não plástico
PMF	Pré misturado a frio
PMQ	Pré misturado a quente
RCD	Resistência à compressão diametral
RCS	Resistência à compressão simples

RESUMO

Neste trabalho foi analisada a melhoria nas características de um solo quando estabilizado com cal, bem como a viabilidade técnica de se utilizar camadas deste novo material em pavimentos urbanos. O solo utilizado no trabalho, para fins de tratamento, localiza-se às margens da Rodovia SC - 407, próximo a Santa Teresa, região metropolitana de Florianópolis/SC. O trabalho teve as seguintes finalidades: realizar um estudo da influência do teor de cal obtido sobre as propriedades físicas e químicas do solo tratado, verificar qual o ganho de resistência com o tempo de cura. O teor ótimo de cal foi identificado pelo método de Hilt e Davidson (Hilt e Davidson, 1960 - LIME FIXATION POINT) como sendo de 7%. Sobre o solo natural e a mistura solo-cal, foram realizados os ensaios de: limites de Atterberg, compactação, CBR, granulometria, permeabilidade, microscopia eletrônica, durabilidade, método das pastilhas MCT, resistência à compressão simples e diametral. Os corpos de prova foram curados em câmara úmida nas idades de 7, 14, 28, 60, 90, 120 e 150 dias. Dos resultados obtidos, concluiu-se: houve, de uma maneira geral, melhora nas características físicas com o acréscimo de cal; houve ganho de resistência com o tempo de cura.

Palavras-chaves: estabilização, solo-cal

ABSTRACT

This work analyses the improvement characteristics of soil, when stabilized with lime, in order to evaluate the technical viability of using this new material as a layer in pavement. The used soil in this work, for treatment, place is next to highway SC – 407, in the small community Santa Teresa – Florianópolis/SC. The work has the following objectives: to study the influence of optimum lime content on the physical and chemical characteristics of treated soil, to verify the strength increase with time. The optimum lime content adopted was 7% (using Hilt and Davidson, 1960 – LIME FIXATION POINT). The following tests were executed to characterize the natural soil, as well as, the mixture soil-lime: Atterberg limits, compaction, ISC, particle size distribution, permeability, microscopic analysis, compressive strength. The compacted specimens were cured in wet chamber, for seven times (7, 14, 28, 60, 90, 120 and 150 days). From the obtained results, it was possible to be concluded that: physical characteristics of the material were improved with the addition of lime; strength of material were increased with time.

Keywords: stabilization, soil-lime

1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho tem por finalidade, verificar a viabilidade técnica de estabilizar, com cal, um solo pertencente a um horizonte C encontrado em grande quantidade na região de São Pedro de Alcântara/SC. Procura-se dar a este solo, características de capacidade de suporte e estabilização volumétrica para ser empregado em pavimentos urbanos.

1.1. Problema de pesquisa e objetivos

O solo natural é um material complexo e variável e muitas vezes não atende às exigências do projeto, sendo necessário substituí-lo por outro material de melhor qualidade ou alterar suas propriedades de modo a criar um novo material. Esta alteração nas propriedades de um solo é conhecida como estabilização de solos, podendo ser empregada na construção de fundações superficiais, pavimentos rodoviários, canais, aterros e barragens.

O tratamento de solos é um recurso que pode ser aplicado ao nos depararmos com solos de baixa qualidade. A alteração das propriedades de um solo podem ser realizada por meios químicos, térmicos ou mecânicos. O tipo de tratamento depende da estrutura e das propriedades geotécnicas e físico-químicas do solo em estudo.

A cal é recomendada na estabilização de solos argilosos. Segundo Nóbrega (1991), apud Gutierrez et al (1998), a cal interage com as partículas de argila promovendo uma série de transformações de natureza físico-química que resultam em maior estabilidade face à ação da água e maior capacidade de suporte.

Alguns materiais tem suas propriedades modificadas pela adição de cal mas não apresentam ganho de resistência suficientes para permitir determinado tipo de emprego. Nesses casos, pequenas porcentagens de cimento adicionadas podem aumentar a capacidade de suporte e torná-los aptos ao uso.

Para o desenvolvimento desta pesquisa, inicialmente procurou-se analisar a região da grande Florianópolis onde ocorrem solos argilosos e argilo-arenosos, pela provável susceptibilidade ao tratamento com cal, assim, determinou-se o estudo do solo

da região de São Pedro de Alcântara. A Figura 1.1 apresenta a localização do município de São Pedro de Alcântara no estado de Santa Catarina.



FIGURA 1.1 – Localização do município de São Pedro de Alcântara no estado de Santa Catarina

A pesquisa tem os seguintes objetivos específicos:

- determinar o teor de cal adequado ao solo do horizonte C residual de Granito;
- realizar um estudo da influência do teor de cal obtido sobre as propriedades físicas e mecânicas do solo estudado;
- verificar qual o ganho de resistência com o passar do tempo, devido à adição de cal; e
- realizar um dimensionamento para pavimentos que apresentem uma camada estabilizada com cal.

Acredita-se ser viável técnica e economicamente a aplicação dos resultados, pois toda a ação no sentido da melhoria resultará na maior eficiência e vida útil das camadas estruturais do pavimento, além de eventual redução na espessura da estrutura com a incorporação do aditivo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é realizada uma revisão dos principais tópicos que são abordados nesta pesquisa. O estudo é iniciado com uma apresentação dos aspectos relacionados ao solo, a cal e aos argilominerais envolvidos na mistura. Após, é realizada uma revisão sobre as reações químicas e a alteração das propriedades físicas do solo pela adição de cal. Na sequência, apresenta-se uma revisão da dosagem da mistura solo-cal e finaliza-se com uma apresentação das metodologias de dimensionamento de pavimentos que pretende-se desenvolver nesta pesquisa e os procedimentos construtivos para uma camada estabilizada.

2.1. O solo

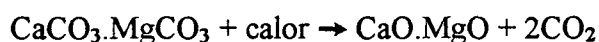
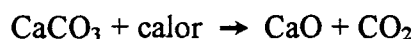
Segundo Carvalho, apud Passos Guimarães (1997), solo é um corpo natural, tridimensional, formado de horizontes (camadas aproximadamente paralelas à superfície) e constituído de elementos minerais e/ou orgânicos, em geral, com água e/ou ar preenchendo seus poros. Situa-se normalmente entre a camada superficial da crosta, onde floresce a vegetação, e a camada de alteração que recobre as rochas inalteradas da região. Em certos casos, falta a camada de alteração e o solo descansa diretamente sobre a rocha fresca. Assim, todo o solo argiloso utilizado em mistura solo-cal deve proceder desta camada de alteração. Solos pobres em minerais finos argilosos em condições normais não reagem com a cal. Daí a necessidade do especialista proceder o exame mineralógico do solo e demarcar, no campo, o horizonte do solo a ser desmontado antes das experimentações e uso.

De outro ponto de vista, é preciso verificar se o horizonte do solo selecionado tem volume bastante para a execução da obra em questão, ou seja, é preciso que se faça a cubagem da jazida do solo escolhido.

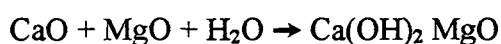
2.2. A cal

Cal é o nome genérico de um aglomerante aéreo, é o principal produto derivado dos calcários/dolomitos/conchas calcárias. É obtida através de uma reação química simples – calcinação - mas requer conhecimento e habilidade para alcançar o padrão de

qualidade ideal (Passos Guimarães, 1997). As reações para os principais tipos de cales encontram-se esquematizadas abaixo:



CaO – cal calcítica viva



Ca(OH)₂ – cal calcítica hidratada

Ca(OH)₂ MgO – cal dolomítica mono-hidratada

Ca(OH)₂ Mg(OH)₂ – cal dolomítica bi-hidratada

2.3. Argilominerais

Os argilominerais são assim denominados pelo fato de ocorrerem predominantemente na fração argila do solo (diâmetro inferior a cerca de 2μ). A estrutura dos argilominerais é constituída por lâminas tetraedrais (formada por silicatos ou aluminatos) e octaedrais. A união entre estas camadas dá-se através de oxigênios que são naturalmente compartilhados. Esta união é muito forte, gerando camadas, em geral 10 a 20 lâminas sobrepostas que constitui o argilomineral.

Quando as camadas são compostas por uma lâmina octaedral, os argilominerais são denominados de 1:1. Por outro lado, quando as camadas são constituídas de duas lâminas tetraedrais e uma lâmina octaedral situada no meio destas, o argilomineral é chamado de 2:1.

As ligações entre as camadas podem ser muito fortes, impedindo a sua separação, constituindo os argilominerais não expansivos. Em outros casos, a ligação entre as camadas não é tão forte, constituindo os argilominerais expansivos.

TABELA 1.1 – Classificação simplificada dos argilominerais

PROPORÇÃO DE LÂMINAS POR CAMADA	EXPANSIBILIDADE	TIPO
1:1	Não	Caulinita
	Expansivo	Haloisita
2:1	Não	Micas
	Expansivo	Ilitas Cloritas
	Expansivo	Vermiculitas Esmectitas

2.4. Reações solo-cal

A adição de cal aos solos de granulometria fina e na presença de água causa diversas reações químicas. A troca iônica, floculação e aglomeração causam um melhoramento imediato na plasticidade e trabalhabilidade do material, mas é desenvolvida pouca resistência permanente. As reações pozolânicas provocam a formação de agentes cimentantes produzindo assim aumentos na resistência e durabilidade com o passar do tempo. A carbonatação é a reação do hidróxido de cálcio com o dióxido de carbono do ar atmosférico. Esta reação é rápida e inicia-se imediatamente após a exposição da cal ao ar atmosférico.

2.4.1. Troca iônica, floculação e aglomeração

Segundo Passos Guimarães (1997), a troca iônica é uma ação imediata que promove, após alguns instantes de contato mudanças nas propriedades físicas do solo. Segundo o autor, são alterados:

- A granulometria, pela floculação ou agregação das partículas originais. Isto se traduz por deslocamento da curva granulométrica para o lado grosseiro;
- Os Limites de Atterberg, cuja alteração mais notável se relaciona ao limite de plasticidade, que normalmente aumenta. O Índice de Plasticidade diminui, face às variações dos limites de liquidez e de plasticidade;

- c) Na compactação, observa-se que, para uma mesma energia, há diminuição do valor do peso específico seco máximo e aumento do valor da umidade ótima;
- d) Em relação à expansão – contração, há redução dos valores de expansão e contração, isto é, menor variação volumétrica;
- e) Aumento da capacidade suporte, parâmetro real na definição do sucesso ou não da estabilização.

Segundo Queiroz de Carvalho (1990), a mudança no limite de liquidez, acusada pelas reações de troca iônica e floculação, é de difícil previsão de comportamento. Por exemplo, se um solo estiver saturado de Ca^{++} , haverá um aumento no valor do limite de liquidez com a adição de cal. Por outro lado, se o solo estiver saturado de Na^+ e com um valor considerável no limite de liquidez, poderá ocorrer uma redução do valor do limite de liquidez.

Segundo Moore et al (1987), assumindo igual concentração, a ordem de adsorção preferencial de cátions comuns associados aos solos, é dada pela seguinte série: $\text{Na}^+ < \text{K}^+ < \text{Ca}^{++} < \text{Mg}^{++}$. Cátions da direita tendem a substituir cátions da esquerda e cátions monovalentes geralmente são substituídos pelos multivalentes. A adição de cal, em quantidades suficiente, cria uma concentração de Ca^{++} livre, que substituirá cátions adsorvidos na superfície coloidal.

A floculação e a aglomeração produzem uma aparente mudança na textura das partículas de argila, produzindo um solo mais grosseiro e friável. Herzog e Mitchel (1963), apud Moore et al (1987), estabeleceram que o fenômeno da floculação ocorre devido ao aumento da concentração eletrolítica da água dos poros e da superfície das argilas com o cálcio adsorvido. Diamond e Kinter (1965), apud Moore et al (1987), argumentam que a troca de cátions e a floculação não podem ser consideradas como responsáveis pelo efeito estabilizante do solo. Citam o fato de que muitos solos em seu estado natural já são saturados de cálcio ou floculados e, mesmo assim, necessitam ser tratados para poderem ser usados em obras de engenharia. Segundo os autores, as melhorias nas propriedades plásticas devem-se às reações químicas imediatas que ocorrem nos pontos de contato aresta-face das partículas de argila, dentro dos flocos. Existe, nesta fase inicial, a formação de pequenas quantidades de aluminato hidratado tetracálcico, suficientes para estabilizar os flocos e entrelaçar as partículas, com conseqüente redução do IP, da contração e da expansibilidade do solo.

Segundo Fossberg e Greg (1963), apud Passos Guimarães (1997), quando a cal é adicionada ao solo, ocorre o fenômeno de troca de bases com os argilominerais. Essa reação leva à floculação das partículas argilosas, causando o aumento no ângulo de atrito da massa do solo. Isto se manifesta pelo decréscimo no Limite de Liquidez (LL) e, freqüentemente, no aumento da umidade ótima. Ainda, segundo os autores, a redução do LL e do IP, com a adição de cal é provocada pela diminuição da espessura das camadas de água adsorvida devido à troca de bases.

2.4.2. Reações pozolânicas

A reação pozolânica é a principal responsável pela cimentação. As reações pozolânicas ocorrem com material que contém sílica e alumina e que, estando finamente divididos, em presença de água, reagem com a cal, provocando cimentação das partículas.

Segundo Queiroz de Carvalho (1990), a reação pozolânica depende fundamentalmente do tempo. Porém, além deste fator, a reação pozolânica depende também do pH do solo, teor de matéria orgânica, presença de carbonatos e tipo de argilomineral. No caso do pH, solos com pH mais elevado tendem a reagir melhor. A matéria orgânica tem um efeito deletério para com a reação pozolânica, a ponto de se afirmar que solos com um teor de matéria orgânica acima de 5% não servem para ser estabilizados com cal. Os carbonatos não são favoráveis ao desenvolvimento da reação solo-cal. A reação pozolânica é função do tipo de argilomineral. Se o solo contiver montmorilonita, como argilomineral predominante, a reação será mais intensa do que se o argilomineral for uma caulinita, por exemplo.

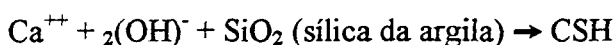
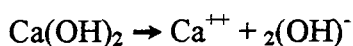
Thompson (1966), apud Moore et al (1987), estudando alguns solos do estado de Illinois – EUA, verificou que o teor de matéria orgânica no solo pode afetar grandemente a reatividade solo-cal. Por exemplo, refere-se que 1% de carbono orgânico é o máximo recomendado para que um solo seja adequadamente estabilizado. Segundo o autor, a grande influência da matéria orgânica na reatividade solo-cal pode ser aplicada por sua ação retardadora no ganho de resistência oriundo das reações pozolânicas, sendo que, por algum mecanismo, esta matéria ou impede a dissolução de sílica e/ou alumina do solo ou combina-se com a cal que é adicionada a este. Conclui, este pesquisador que a atuação deletéria da cal deve-se a um efeito de mascaramento, originado da presença de complexos cátions orgânicos na superfície das partículas de

argila, o que pode impedir a dissolução da sílica e/ou alumina necessária ao desenvolvimento das reações pozolânicas.

Eades et al (1960), apud Moore et al (1987), analisaram, através de difratogramas de Raio X, a formação de novos minerais pela reação da cal com os argilominerais mais comuns encontrados nos solos (caulinita, ilita e montmorilonita). Concluíram que a caulinita reage bem com a cal, sendo que para este argilomineral o ataque do cálcio inicia-se pelas arestas. Já nos argilominerais 2:1 (ilita e montmorilonita), é necessária uma saturação dos espaços entre camadas de cálcio, para após haver um ataque da estrutura dos mesmos. Observaram, os autores, a formação de novas fases cristalinas nas misturas de caulinita e cal, as quais foram identificadas como silicatos hidratados de cálcio (CSH).

Mitchell (1986), apud Moore (1987), afirma que a cal e certos minerais do solo reagem para formar novos compostos. O produto desta reação é um gel de silicato e aluminato de cálcio.

Ford et al (1982), apud Moore (1987), descreveram as seguintes formas de produtos de reação entre cal e solos encontrados no sul dos Estados Unidos: CSH (gel), CSH (I), CSH (II), C_4AH_{13} e C_3AH_6 . Uma apresentação muito simplificada das reações típicas entre o solo e a cal são apresentadas por Moore et al (1987):



Onde: C = CaO S = SiO₂ A = Al₂O₃ H = H₂O

Uma ampla variedade de formas hidratadas podem ser obtidas, dependendo das condições de reação (quantidade e tipo de cal, características do solo, tempo e temperatura de cura).

Segundo Millet e Nóbrega (1979), apud Passos Guimarães (1997), um material com característica pozolânica é aquele que, em combinação com a cal, e em presença de água, sob condições de temperatura ambiente, produz compostos hidratados estáveis com propriedades ligantes.

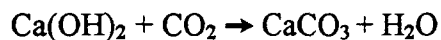
Para Passos Guimarães (1971), quando a cal é adicionada ao solo, ocorre a formação de gel de silicatos de cálcio, pelo ataque das micro-partículas dos silicatos e

da sílica pelo óxido de cálcio. A consolidação destes géis cimenta as partículas restantes aglomerando-as. O pH, em geral entre 4,5 e 6,5, eleva-se para 11 – 12, criando as condições alcalinas nas quais os minerais da fração argila e até o próprio quartzo podem reagir com a cal, formando aluminatos, silicatos e aluminosilicatos de cálcio hidratado, em números bastante significativos, todos com influência no processo de estabilização pelas suas características cimentantes.

Investigações de Eades e Grim (1970), apud Passos Guimarães (1997), mostram que a reação pozolânica é lenta e só se completa alguns anos depois. Requer temperatura acima de 21°C e o mínimo de algumas semanas. Em temperaturas maiores, a reação pode ser acelerada, quando então pode acontecer o ataque da sílica (quartzo) granular presente no solo.

2.4.3. Carbonatação

A carbonatação é a reação do hidróxido de cálcio com o dióxido de carbono do ar atmosférico.



Esta reação inicia-se logo após a exposição da cal ao ar atmosférico.

Segundo Moore et al (1987), o hidróxido de cálcio reage com o dióxido de carbono do ar atmosférico formando carbonato de cálcio, produto que é indesejável, pois além de ser um cimento fraco, detém as reações pozolânicas, tendo como consequência uma redução na resistência.

Para Passos Guimarães (1997), a carbonatação é de alta importância para a consecução dos objetivos da estabilização. Sua resultante cimentante é a combinação do óxido de cálcio do hidróxido com o anidrido carbônico presente nas minúsculas bolhas de ar existentes nos poros do solo e da cal hidratada, bem como na água presente. A reação tende a refazer o carbonato de cálcio, um novo corpo sólido que entrelaça com os demais constituintes do solo e compacta o sistema. Isto ocorre, porque, com o aparecimento do carbonato, há também o aparecimento de grãos de dimensões bem maiores, face a diferença das estruturas cristalinas unitárias entre o carbonato e o hidróxido de cálcio.

2.5. Propriedades físicas dos solos tratados com cal

As propriedades físicas de um solo são afetadas pelas reações químicas que ocorrem quando adiciona-se cal aos mesmos. Em geral, os solos finos apresentam melhoria na plasticidade, trabalhabilidade e na variação de volume quando são tratados com cal, porém nem todos os solos apresentam melhora de resistência e durabilidade. O tipo de solo, tipo de cal, a porcentagem usada e o tempo de cura, são algumas das variáveis importantes que influem no comportamento dos solos tratados com cal.

2.5.1. Características de compactação

Segundo Moore et al (1987), quando compactadas com o mesmo esforço, as amostras solo-cal tem peso específico mais baixos que a amostra de solo puro. Se a quantidade de cal da mistura cresce, o peso específico decresce mais. A umidade ótima cresce com a adição de cal ao solo e com o aumento da porcentagem de cal usada na mistura.

Dias Machado (1978) realizou um estudo com um solo residual proveniente do granito Santana em Porto Alegre, classificado como A-2-4 pelo sistema HRB e como SM pelo sistema unificado. Ao acrescentar cal ao solo, o autor verificou que há um decréscimo nos valores de peso específico para a mistura solo-cal independente da energia de compactação. Segundo o autor, este fenômeno se deve ao fato da cal, com granulometria fina, modificar a distribuição granulométrica do solo.

Le Roux (1969), apud Chauvel e Nóbrega (1980), observou que a compactação imediatamente após a adição de cal é indispensável para evitar a carbonatação. O contato da mistura com o ar atmosférico provoca a carbonatação da cal, resultando numa perda de reatividade desta: a cal na forma de carbonato torna-se inerte limitando os processos de estabilização. A compactação tem, neste caso, o efeito de reduzir a porosidade do material (principalmente os macroporos – caminho preferencial do ar) e, por consequência, diminuir a circulação interna do ar.

2.5.2. Granulometria

Para Passos Guimarães (1997), o solo ideal para a prática de estabilização com cal pode conter dois tipos de partículas: as que sofrem e as que não sofrem alterações físicas ou químicas quando em presença de cal. Estas últimas são inertes e comportam-se como agregados nas áreas atingidas pelos compostos cimentantes. As primeiras são

as mais importantes. A principal consequência da adição de cal ao solo de natureza físico-química é a aglomeração e floculação por troca iônica, processada nas finíssimas partículas de argilas reativas, produzindo um solo mais grosseiro, mais permeável e mais friável. Em geral, a influência da cal na granulometria é tanto maior quanto mais fino e argiloso é o solo inicialmente, pois mais destacada é a alteração textural com a agregação e floculação das partículas.

Segundo Moore et al (1987), a primeira variação que a cal provoca nos solos finos é a floculação e aglomeração das partículas de argila, produzindo um solo mais grosseiro e friável.

Resultados encontrados por Lund e Ramsey (1959) apud Thomé (1994), mostram que uma argila com 10% de cal após 240 dias pode ser classificada como areia.

2.5.3. Limites de Atterberg

Para Moore et al (1987), nos solos muito expansivos e de alta plasticidade, a cal diminui o limite de liquidez e aumenta o limite de plasticidade, resultando em um decréscimo no índice de plasticidade. Solos de baixa plasticidade e pouco expansivos, apresentam um aumento no limite de liquidez e também acréscimos no limite de plasticidade quando misturados com cal.

Para Passos Guimarães (1971), o limite de plasticidade pode variar para alguns minerais argilosos, como as haloisitas e as montmorilonitas, devido não somente a composição do cátion trocável e a presença de outros minerais não argilosos, mas também, pelas variações relativas à estrutura e composição do interior das estruturas argilosas. Assim, as montmorilonitas, contendo sódio e cálcio, mostram índices conforme a abundância desses ions. Nos outros minerais argilosos a influência desses cátions é insignificante. Nos minérios compostos de argilas, excluindo-se a montmorilonita, outros fatores, tais como a presença de minerais não argilosos, ocasionam maiores variações nos limites de plasticidade do que a composição dos cátions trocáveis. Em geral, nas espécies puras o limite de plasticidade decresce na ordem seguinte: atapulgita, montmorilonita, haloisita – $4\text{H}_2\text{O}$, ilita, haloisita – $2\text{H}_2\text{O}$ e caolinita. A adição de cal em argilas com ou sem cátions trocáveis aumenta o índice de plasticidade, tornando o solo portador de minerais mais facilmente adaptado a trabalhos e construções, pelo efeito aglomerante da troca iônica.

Segundo Passos Guimarães (1971), de maneira idêntica à plasticidade, o limite de liquidez de solos de mesma fração argilosa pode variar entre largas fronteiras. Assim, por exemplo, para solos com caolinita pode haver variações de até 100%. Em escala decrescente de limite de liquidez os minerais ficam alinhados na seguinte ordem: montmorilonita (sódica ou ilítica), atapulgita, montmorilonita (cálcica ou potássica), illita, caolinita (com cristalinização incipiente ou fraca) haloisita 4H₂O, haloisita 2H₂O e caolinita bem cristalinizada. Tal como para o índice de plasticidade, a adição de cal ao solo eleva o limite de liquidez.

Segundo Eades e Grim (1962) apud Passos Guimarães (1971) a adição de cal aos solos argilosos faz decrescer rapidamente o índice de plasticidade do solo, reduzindo portanto, os defeitos para construções que os solos argilosos apresentam. A Tabela 2.1 apresenta a redução do índice de plasticidade de solos típicos americanos citado pelos autores.

TABELA 2.1 – Redução do índice de plasticidade de solos típicos americanos

Tipo de solo	IP original	% cal	IP
A – 4	5,5	1	NP
		2	NP
A – 6	12,1	1	8,3
		3	NP
A – 7 – 6	47,3	3	28,5
		4	19,2
		5	NP
A – 7 – 6	126,7	5	56,7
		7	28,2
		9	NP

Nunez (1991) estudou a variação dos limites de consistência em um solo arenoso pouco plástico, com o tempo de cura. Imediatamente após a mistura, observou um ligeiro aumento no limite de liquidez. O autor creditou o fato à pequena quantidade de argila coloidal e a baixa atividade físico-química do solo. O limite de plasticidade não sofreu grande alteração imediata, mas a combinação do limite de liquidez e o limite de plasticidade resultaram em um aumento imediato do índice de plasticidade. No entanto,

com apenas 14 dias de cura o solo tornou-se não plástico. Verificou também que o limite de contração da mistura sempre aumenta.

2.5.4. Variação volumétrica

Segundo Passos Guimarães (1997), a cal tende, pela floculação das partículas, a reduzir as mudanças de volume apresentadas pelos solos – o limite de contração aumenta, a proporção de contração decresce. Consequentemente, a razão de contração diminui e a contração linear se reduz. Acima do teor ótimo, a adição de quantidades suplementares de cal produz apenas pequenas reduções nos valores das alterações de volume. Segundo o autor, a redução brusca das propriedades de expansão é uma significativa consequência da adição de cal aos solos. As argilas transmitem ao volume dos solos uma importante instabilidade nos ciclos climáticos, das chuvas e das secas, o que atinge toda a espessura de suas camadas, pela facilidade com que a água se movimenta nos poros do solo, pela força da gravidade e da capilaridade.

Segundo Moore et al (1987), a expansão e a contração de um solo são normalmente reduzidos quando o mesmo é tratado com cal. A diminuição da expansão é atribuída à redução da afinidade por água das argilas saturadas pelo íon cálcio e pela formação de uma matriz cimentante.

Para Mielenz e King (1955), apud Passos Guimarães (1997), a expansão é influenciada por vários fatores, dos quais se destacam a porcentagem de argila presente, seus íons trocáveis, teor de eletrólito da fase líquida, dispersão granulométrica dos grãos do solo, distribuição e tamanho dos poros, estrutura interna do solo, quantidade de água circulante e a carga estática ou variável existente sobre o solo.

2.5.5. Alteração no teor de acidez

Segundo Mercado (1966), a alcalinidade resulta de uma acumulação de sais (especialmente cálcio magnésio, sódio) que provoca na massa de solo um predomínio dos íons OH. Se a concentração dos íons OH e H são semelhantes, obtém-se um estado neutro. Quando predominam íons H a solução é de caráter ácido. Essas reações são expressas pelos valores de pH, e sua escala oscila entre 0 e 14. O ponto médio, 7, corresponde ao da água pura, chamado “ponto neutro”, divide a faixa ácida (abaixo de 7) e a faixa básica (acima de 7). Nos solos o valor do pH é encontrado na seguinte escala de valores:

Fortemente alcalino: maior que 8

Alcalino: 7,4 a 8

Neutro: 6,6 a 7,3

Levemente ácido: 6 a 6,5

Moderadamente ácido: 5,5 a 5,9

Ácido: 5,4 a 4,5

Fortemente ácido: 4,3 a 4,4

Extremamente ácido: menor que 4,3

Segundo Passos Guimarães (1997), qualquer que seja a reação inicial do solo, a circulação de água provoca uma natural tendência de acidificações, visto que as bases, geralmente mais solúveis, são removidas, e o hidrogênio toma seus lugares nas estruturas cristalinas ou nas micelas de natureza coloidal. Quanto mais úmido e quente o clima, mais rápido é o processo de acidificação natural do solo. O cátion Ca^{++} ou Mg^{++} que se encontra normalmente nos solos, nesse tipo de clima, tende a ser substituído rapidamente pelo íon H^+ proveniente do ácido carbônico que é extremamente ativo, resultante da dissolução de CO_2 atmosférico pelas águas de chuvas e das que circulam na superfície, encaminhadas ao solo por infiltração. Inversamente, quando se incorpora cal ao solo é permitida a substituição do H^+ pelos cátions Ca^{++} ou Mg^{++} , modificando-se gradativamente o pH de ácido para alcalino e, portanto, seu comportamento físico, físico-químico e químico.

Castro (1981), apud Thomé (1994), estudou a estabilização alcalina dos solos, e segundo o autor, quando a cal é misturada a um solo argiloso juntamente com água, parte dela se dissolve na água dos poros fornecendo Ca^{+2} , CaOH^+ e OH^- . Se o solo for ácido, os íons H^+ , e Al^{+3} são neutralizados, fornecendo água e os hidróxidos de alumínio e possivelmente de ferro. O hidróxido de alumínio pode precipitar como aluminato de cálcio hidratado. Paralelamente a essa neutralização, o que não ocorre se o solo for alcalino, os íons hidroxila interagem com os grupamentos silanol e aluminol presentes nas partículas argilosas, e por transferência de carga criam condições para a formação de pontes partícula - partícula, o que é efetivado pela ação dos íons cálcio.

2.5.6. Resistência e durabilidade

Alguns ensaios são utilizados para avaliar a resistência de solos estabilizados com cal, tais como: compressão simples, CBR e compressão triaxial. Segundo Moore et al (1987), diversos fatores afetam a resistência de solos tratados com cal, entre eles teor de cal, tipo de cal, natureza do solo, tempo e temperatura de cura.

O índice suporte é o valor que reflete a importância, para o dimensionamento dos pavimentos e para a avaliação da melhoria das características do solo tratado com cal. Dantas (1970), apud Passos Guimarães (1971), mostra em seu trabalho alguns exemplos de melhoria do CBR em solos do Rio de Janeiro. Estes exemplos estão apresentados na Tabela 2.2.

TABELA 2.2 – Exemplos de melhoria do CBR em solos do Rio de Janeiro

Tipo de solo	% cal	CBR (%)
A – 7 – 6	Sem	18
	4	69
A – 2 – 4	Sem	28
	3	36

Segundo Passos Guimarães (1971), a resistência das misturas solo-cal aumenta com o tempo, por força das reações químicas e físico-químicas que nelas ocorrem, de maneira semelhante àquelas da massa de cimento Portland. A umidade também participa na operação de consolidação e estabilização, porém sua ação é de difícil mensuração. Algumas vezes, corpos de prova curados à umidade baixa tem resistência maior que outros curados em ambiente com alta umidade. Em outras ocasiões, o fenômeno inverso se observa. Mas, é certo que, qualquer que seja o efeito da umidade ela influi no aumento da resistência das misturas solo-cal muito menos que a temperatura. Acredita-se que resistências mais elevadas, que as produzidas independentemente pela umidade e temperatura possam ser conseguidas com a combinação dos métodos de cura. Assim, por exemplo, misturas curadas originalmente a temperaturas normais ou mesmo mais elevadas e depois submetidas a uma cura úmida, possuem resistência mais elevada que quando curadas normalmente.

Para Herrin e Mitchell (1961) apud Moore et al (1987), a resistência das misturas solo-cal ao intemperismo é influenciada pelo teor e tipo de cal, o tempo de cura, a energia de compactação e o tipo de solo. O teor de cal é tão crítico que um mínimo de 5% é recomendado, mesmo que teores menores possam produzir as resistências especificadas. A durabilidade aumenta igualmente com o tempo de cura e com a energia de compactação. A maior consideração a respeito de durabilidade de misturas solo-cal é a resistência de ciclos de congelamento e degelo. Prolongados períodos de exposição à água produz pouco efeito nocivo.

Thompson (1966) apud Moore et al (1987), estudou as propriedades elásticas e de resistência ao cisalhamento de misturas de solo-cal através de ensaios triaxiais (não-adensados e não-drenados). Concluiu que os módulos de elasticidade das misturas solo-cal foram muito maiores do que o módulo do solo não tratado. Para o material estudado, a relação $E_{\text{da mistura}}/E_{\text{do solo}}$ ficou entre 3 a 25. A resistência ao cisalhamento teve um substancial aumento para as amostras tratadas. Segundo o autor, este aumento deve-se principalmente, ao aumento da coesão, pois o ângulo de atrito interno não se alterou substancialmente. Observou, ainda, que as propriedades elásticas como a resistência ao cisalhamento são dependentes do tempo de cura.

Brandl (1981) apud Thomé (1994) afirmou que a resistência à compressão aumenta com o teor de cal até encontrar um máximo, diminuindo após este ponto. Segundo o autor, isto ocorre porque as partículas em contato começam a deslizar umas sobre as outras pela formação de um gel, que funciona como um lubrificante. Observou que o aumento da resistência é dependente do tempo de cura e que existe uma relação entre resistência e o logaritmo do tempo. Este aumento começa a nivelar após um a dois anos de cura.

Correa e Felex (1991) desenvolveram um estudo sobre a cura e compactação, no que diz respeito a ordem de realização destas. Através de estudos sobre a curva de variação de CBR contra dias de imersão, os autores concluíram que 24 horas de cura após a compactação são suficientes para que os latossolos roxos, estabilizados com cal hidratada, atinjam a resistência adequada para garantir o prosseguimento das obras com a liberação do tráfego. Já, quando se empregou a cura antes da compactação, os autores verificaram drástica redução nos parâmetros de resistência da camada de pavimento.

2.5.7. Permeabilidade

Segundo Moore et al (1987), a baixa permeabilidade dos solos argilosos pode ser aumentada através da adição de floclulantes, sendo a cal o mais utilizado deles.

Silveira (1979), em sua dissertação de mestrado, procurou mostrar o comportamento de um solo argiloso do Rio de Janeiro. Verificou que adicionando 3% de cal o coeficiente de permeabilidade torna-se 100 vezes maior do que o do solo natural.

Castro (1981), apud Thomé (1994), comenta que a permeabilidade de uma mistura pode diminuir devido ao bloqueio de canais, poros e fissuras pelos produtos da reação pozolânica. Diz ainda, que o coeficiente de permeabilidade pode servir, em alguns casos, para verificar a ocorrência ou não das reações pozolânicas.

2.5.8. Classificação do solo

Os sistemas usuais de classificação de solos empregados no Brasil são:

HRB: nesta classificação os solos são reunidos em grupos e subgrupos, em função da sua granulometria e plasticidade. Os solos granulares compreendem os grupos A-1, A-2 e A-3, e os solos finos, os grupos A-4, A-5, A-6 e A-7. Três destes grupos são divididos nos subgrupos A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7, A-7-5 E A-7-6.

SUCS: neste sistema, os solos são classificados em três grandes grupos: solos grossos, solos finos e turfas. No primeiro grupo, encontram-se os solos pedregulhosos designados pelas letras GW, GC, GP e GM e os solos arenosos designados pelas letras SW, SC, SP e SM. No segundo grupo encontram-se os solos finos: siltosos ou arenosos, de baixa compressibilidade ($LL < 50$) designados por: ML, CL e OL, ou de alta compressibilidade ($LL > 50$) designados por MH, CH, e OH. No terceiro grupo encontram-se as turfas, que são representadas Pt.

Atualmente, tem-se utilizado também, o método de identificação expedita de solos da metodologia MCT – método das pastilhas, desenvolvido por Nogami e Villibor em 1994, para solos finos tropicais e subtropicais. A classificação geotécnica MCT agrupa os solos tropicais de acordo com seu comportamento no estado compactado em duas classes principais: solos de comportamento laterítico (L) e solos de comportamento não laterítico (N). Os solos de comportamento laterítico são subdivididos em três subgrupos: areias lateríticas (LA), solos arenosos lateríticos (LA'), e solos argilosos

lateríticos (LG'), enquanto que os de comportamento não laterítico são compostos por quatro subclasses: areias não lateríticas (NA), solos arenosos não lateríticos (NA'), solos siltosos não lateríticos (NS') e solos argilosos não lateríticos (NG'). A classificação MCT é determinada através do gráfico da Figura 2.1.

Nogami e Villibor (1995), citam as principais características destes tipos de solos como descrito a seguir:

Areias Lateríticas (LA): os solos deste grupo, mesmo quando devidamente compactados, podem ser relativamente permeáveis, pouco coesivos e pouco contráteis quando secos, características estas pouco desejáveis para base de pavimentos econômicos nas regiões tropicais, apesar de possuírem elevada capacidade de suporte e módulos de resiliência relativamente elevados.

Solos Arenosos Lateríticos (LA'): quando devidamente compactados, os solos deste grupo adquirem elevada capacidade de suporte, elevado módulo de resiliência, baixa permeabilidade, pequena contração por perda de umidade, razoável coesão e pequena expansibilidade por imersão em água, propriedades estas que podem possibilitar o uso em bases e sub-bases de pavimentos.

Solos Argilosos Lateríticos (LG'): quando compactados apropriadamente, estes solos apresentam maior resistência à erosão hidráulica, do que os solos do grupo LA'. Quando apresentam agregados bem desenvolvidos, são altamente permeáveis, apesar de serem granulometricamente argilas e, devido a isto, costumam dar taludes de corte não sujeitos à erosão pluvial.

Areias Não Lateríticas (NA): os solos deste grupo são areias, siltes e misturas de areia e siltes nos quais os grãos são constituídos essencialmente de quartzo e/ou mica. As areias e siltes quartzosos são não expansivos ou muito pouco expansivos, enquanto que as variedades micáceas podem ser altamente expansivas. Quando compactados, possuem capacidade de suporte de pequena a média e, geralmente, são muito erodíveis.

Solos Arenosos Não Lateríticos (NA'): Granulometricamente os solos deste grupo são misturas de areias quartzosas com finos passando na peneira de 0,075 mm. Quando a areia for bem graduada e a porcentagem de finos obedecer às condições estipuladas, podem os solos deste grupo apresentarem propriedades adequadas para serem usados como base de pavimentos. Contudo, se a areia for mal graduada e os finos não

origem, dos seus minerais constituintes das rochas do substrato, pode-se depreender o comportamento esperado do horizonte C (solo saprolítico). Assim, um Podzólico Vermelho Amarelo substrato granito será representado por PVg e um Cambissolo substrato granito, por Cg.

2.6. Dosagem da mistura solo-cal

O maior problema da mistura solo-cal é a determinação da quantidade apropriada de cal para a estabilização do solo. Os processos laboratoriais para a dosagem envolvem a preparação da mistura, o tipo de preparação, a cura e a realização dos ensaios. Devido às várias aplicações da cal no tratamento dos solos, existem vários processos de mistura. Neste estudo, os mais importantes são o método de pH, o qual consiste em adicionar cal ao solo e fazer medidas do pH até atingir um valor acima ou igual a 12,4, e o método Lime Fixation Point, onde o limite de plasticidade aumenta com o teor de cal até atingir um certo valor, a partir do qual o limite de plasticidade permanece constante ou pode até diminuir.

Segundo Harty (1960), apud Moore et al (1987), a porcentagem de cal obtida pelo método de Eades e Grim ou método do pH, não produz a máxima resistência à compressão nos solos tropicais e subtropicais. Segundo o autor, este método possui algumas limitações como por exemplo não estabelecer se a reação do solo com a cal produzirá um substancial aumento de resistência ou não avaliar a qualidade das misturas.

Thomé (1994) utilizou o método do pH para dosagem da mistura solo-cal e não obteve ganho de resistência com o tempo de cura. O autor acredita que os valores de cal adotados foram insuficientes para que as reações pozolânicas continuassem a ocorrer. Cita também que o valor obtido pelo método do pH está aquém do valor encontrado para o Lime Fixation Point.

Chauvel e Nobrega (1980) e Locat et al (1990) apud Thomé (1994) são autores que utilizaram o método do pH e não obtiveram ganho resistência com o tempo de cura. Segundo os autores, o teor ótimo proposto pelo método em questão, fornece valor inferior ao necessário para que ocorra a estabilização.

2.7. Dimensionamento da estrutura do pavimento

Vários são os métodos para dimensionamento de pavimentos, porém não existe um método específico que contemple as camadas de solo estabilizadas com cal. Assim, optou-se, nesta dissertação, pela apresentação de dois métodos. O primeiro método é um procedimento de dimensionamento de pavimentos para vias de tráfego leve e muito leve, desenvolvido pela Prefeitura Municipal de São Paulo, e o segundo contemplando os conceitos da mecânica dos pavimentos com a utilização do programa ELSYM 5.

2.7.1. Método da Prefeitura Municipal de São Paulo

Este procedimento baseia-se no método de pavimentos flexíveis do Eng. Murilo Lopes de Souza, de 1966, adotado pelo DNER e nos métodos MD-1 e MD-3T/79 da Prefeitura Municipal de São Paulo, e a utilização do ábaco de dimensionamento proposto pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano.

A espessura total do pavimento é definida após determinado o tráfego do pavimento e o suporte do subleito, através do gráfico do Anexo A .

O revestimento deverá ter no mínimo uma espessura de 3 cm de uma camada usinada de pré-misturado a quente (PMQ) ou concreto betuminoso a quente (CBUQ).

As espessuras das demais camadas do pavimento, base (B), sub-base (H_{SB}) e reforço do subleito (H_R), são obtidas pela resolução sucessivas das seguintes inequações:

$$R \times K_R + B \times K_B \geq H_{SB}$$

$$R \times K_R + B \times K_B + H_{SB} \times K_{SB} \geq H_{REF}$$

$$R \times K_R + B \times K_B + H_{SB} \times K_{SB} + H_{REF} \times K_{REF} \geq H_{SL}$$

Onde, K_R , K_B , K_{SB} e K_{REF} representam os coeficientes estruturais do revestimento, da base, da sub-base e do reforço do subleito, respectivamente.

Os coeficientes de equivalência estrutural de cada camada são adotados de acordo com a Tabela 2.3.

TABELA 2.3 – Coeficientes de equivalência estrutural de cada camada

Camada do Pavimento	Coeficiente Estrutural (K)
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,00
Base ou revestimento de concreto magro	2,00
Base ou revestimento de PMQ, de graduação densa	1,80
Base ou revestimento de PMF, de graduação densa	1,40
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,20
Paralelepípedos	1,00
Camada de isolante ou bloqueio	1,00
Bases de brita graduada, macadame hidráulico e estabilizadas granulometricamente	1,00
Sub-bases granulares ou estabilizadas com aditivos	Variável
Reforço do subleito	Variável
Base de solo-cimento, com resistência à compressão aos 7 dias, superior a 45 kg/cm ²	1,70
Idem, com resistência à compressão aos 7 dias entre 45 e 28 kg/cm ²	1,40
Idem, com resistência à compressão aos 7 dias menor que 28 e maior ou igual a 21 kg/cm ²	1,20
Idem, com resistência à compressão aos 7 dias, inferior a 21 kg/cm ²	1,00
Areia	1,00

Os coeficientes estruturais da sub-base granular e do reforço serão obtidos pelas expressões:

$$K_{SB} = \sqrt[3]{\frac{CBRSB}{3CBRREF}} < 1$$

$$K_{REF} = \sqrt[3]{\frac{CBRREF}{3CBRSL}} < 1$$

Onde, CBR_{SB}, CBR_{REF} e CBR_{SL} são os suportes da sub-base, reforço e subleito. Das expressões resultam os coeficientes estruturais apresentados na Tabela 2.4 em função das relações CBR_{SB}/CBR_{REF} e CBR_{REF}/CBR_{SL}.

TABELA 2.4 – Coeficientes de equivalência estrutural

CBR_{SB}/CBR_{REF} e CBR_{REF}/CBR_{SL}	K
1,1	0,72
1,2	0,75
1,3	0,76
1,4	0,78
1,5	0,80
1,6	0,82
1,7	0,83
1,8	0,85
1,9	0,86
2,0	0,88
2,1	0,90
2,2	0,91
2,3	0,92
2,4	0,94
2,5	0,95
2,6	0,96
2,7	0,97
2,8	0,98
2,9	0,99
>3,0	1,00

Mesmo que o CBR do reforço ou da sub-base seja superior a 30% deverá ser considerado como se fosse igual a 30%. A espessura mínima a adotar para uma camada granular é de 10 cm. As verificações do dimensionamento são efetuadas através da análise de tensões e deformações. Dentre estas são consideradas críticas: a tensão vertical no subleito e a deformação unitária de tração nas camadas superiores coesivas.

De acordo com o método de dimensionamento da Prefeitura Municipal de São Paulo, a estimativa dos módulos de resiliência das camadas do pavimento é realizada da seguinte maneira:

• **Subleito**

Após a classificação do solo segundo a metodologia MCT, o módulo é estimado com base no CBR em:

Solos de comportamento laterítico (LA, LA', LG')

$$E_{SL} = 220 (CBR)^{0,80} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

Solos de comportamento não laterítico (NA, NA', NS', NG')

$$ESL = 180 (CBR)^{0,64} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

- **Camadas de reforço**

Solos de comportamento não laterítico – estimativa em função do CBR do próprio reforço e do CBR do subleito

$$E_R = 180 (CBR)^{0,64} \times \sqrt[3]{\frac{3CBR_{SL}}{CBR_{REF}}} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

Solos de comportamento laterítico

$$E_R = 220 (CBR)^{0,80} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

- **Camadas de base constituídas por material granular**

O módulo é em função do confinamento. A estimativa é obtida através do gráfico do Anexo B.

- **Camadas de revestimento**

Concreto asfáltico: 30.000 a 50.000 kgf/cm²

Pré-misturado a quente: 20.000 a 25.000 kgf/cm²

Binder: 14.000 a 18.000 kgf/cm²

Pré-misturado a frio: 10.000 a 14.000 kgf/cm²

A determinação da tensão vertical no subleito é obtida através do gráfico do Anexo C. O seu confronto com o limite máximo admissível para a tensão vertical no subleito é obtido através do gráfico do Anexo D.

O módulo de resiliência equivalente das camadas de infra-estrutura é determinado através do gráfico do Anexo E. A determinação da deformação unitária de tração nas camadas superiores coesivas é obtida através dos gráficos do Anexo F e Anexo G. Seu confronto com o limite máximo admissível para a deformação unitária de tração nas camadas coesivas superiores é determinado através do gráfico do Anexo H.

2.7.2. Dimensionamento contemplando os conceitos da Mecânica dos Pavimentos

Este programa é aplicado em problemas de elasticidade linear de meios estratificados. O número de cargas pode ir até dez, e o número de pontos de análise até cem. As camadas são considerados homogêneas, isotrópicas e horizontalmente infinitas, sendo o subleito um meio semi-infinito.

Para a análise tensão/deformação é necessário informar o valor dos seguintes parâmetros:

- a) Pressão de contato pneu/pavimento;
- b) Carga aplicada por roda;
- c) Espaçamento entre rodas;
- d) Raio da área de contato;
- e) Módulo de elasticidade de cada camada;
- f) Coeficiente de Poisson de cada camada.

A estimativa dos módulos será realizada de acordo com os seguintes critérios:

- **Revestimento**

Concreto asfáltico: 30.000 a 50.000 kgf/cm²

- **Base**

Como na BR 101 os módulos obtidos estão na faixa de 2.000 a 2.500 kgf/cm², será adotado um valor de 2.500 kgf/cm².

- **Sub-base**

Como sub-base será empregado o material estabilizado, assim, o valor do módulo a ser adotado, será o obtido no ensaio de flexão de vigota bi-apoiada.

- **Subleito**

Para o subleito será calculado o valor do módulo através do modelo de Heukelom e Foster, onde: $M_r = 100 \times \text{CBR}$.

Para realizar o dimensionamento da estrutura serão adotados os seguintes critérios de ruptura:

DEFLEXÃO TOTAL DA ESTRUTURA:

Será adotado o critério de deflexão admissível proposto por Preussler e Pinto (1984). Este critério permitiu estabelecer um modelo para quantificar o número cumulativo de repetições N da deflexão D que provoca a ruptura por fadiga da camada.

Onde:

$$\log D = 3,148 - 0,188 \log N$$

DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE TRAÇÃO NO REVESTIMENTO:

Neste critério será adotada a equação de fadiga desenvolvida pelo Instituto do Asfalto em 1982, a qual foi baseada no critério de tensão constante, e é expressa como:

$$Nf = 0,0796 \times \epsilon t^{-3,291} \times E^{-0,854}$$

Onde:

Nf = número de solicitações do eixo padrão para a ruptura;

ϵt = deformação específica de tração inicial;

E = módulo de elasticidade da camada, em psi.

TENSÃO DE TRAÇÃO NA CAMADA ESTABILIZADA:

Para que não ocorra ruptura por fadiga da camada estabilizada, SR deverá alcançar valores abaixo da relação de tensões limite de 0,50, ou seja, $SR \leq 0,50$, onde:

$$SR = \sigma t / R_t$$

Sendo:

σt = Tensão de tração na camada;

R_t = Resistência à tração da mistura.

TENSÃO VERTICAL NO TOPO DA CAMADA FINAL DE TERRAPLENAGEM:

Segundo Heukelom e Klomp (1962), apud Medina (1997), a tensão normal vertical admissível no subleito de um pavimento flexível é dada por:

$$\sigma_{adm} = 0,006 E / (1 + 0,7 \log N)$$

Onde:

σ_{adm} = tensão vertical no topo da camada final de terraplenagem, em kgf/cm^2 ;

E = módulo de elasticidade da camada final de terraplenagem, em kgf/cm^2 ;

N = número de solicitações do eixo padrão de 8,2 toneladas.

2.8. Procedimentos construtivos da camada estabilizada

O solo-cal é obtido pela compactação e cura de uma mistura íntima entre solo, cal e água. Segundo a ABCP (1996), a técnica de execução obedece normalmente as seguintes fases:

- a) preparo do subleito;
- b) preparo da camada a ser estabilizada;
- c) pulverização e mistura;
- d) compactação;
- e) acabamento;
- f) cura.

Em estradas de tráfego leve, pode-se executar o solo-cal com material do próprio leito. Neste caso a camada a ser estabilizada será escarificada na profundidade determinada, e removida lateralmente, para o adequado preparo do subleito. O material a ser utilizado na estabilização será então recolocado sobre o subleito preparado e submetido ao restante das etapas de execução.

As técnicas de execução utilizando solo-cal seguem como descrito a seguir:

2.8.1 Preparo do subleito

Primeiramente deve ser definida a capacidade de suporte do subleito. Este suporte é definido pelo Índice Suporte Califórnia (CBR). A capacidade de suporte do subleito determina o emprego das sub-bases, cuja espessura varia com as condições do subleito e do tráfego.

Esta camada deve ser preparada com o auxílio da topografia, com a determinação da geometria da camada.

2.8.2. Preparo da camada a ser estabilizada

O solo, na pista, seja do local ou transportado de jazida, deve ser escarificado em toda a largura da faixa, de modo que a camada de solo solto conduza, após compactação, à espessura da camada determinada no projeto.

Segundo a ABCP, a profundidade a escarificar, para se obter a espessura da camada de solo solto, é obtida do seguinte modo:

$$h_{\text{escarificação}} = h_{\text{compactado}} (\gamma_{\text{SC}} - C_v \gamma_c) / \gamma_s, \text{ onde:}$$

$h_{\text{escarificação}}$ = profundidade de escarificação;

$h_{\text{compactado}}$ = espessura da camada compactada;

γ_{SC} = massa específica aparente seca máxima do solo-cal;

C_v = teor de cal em volume;

γ_c = massa específica da cal (2300 kg/m^3);

γ_s = massa específica aparente seca da camada compactada.

A camada deve ser ainda controlada geometricamente pelo estaqueamento colocado ao longo da pista e lateralmente a ela, capaz de defini-la planialtimetricamente dentro dos seguintes rigores:

- a) afastamento horizontal em relação ao eixo $\leq 3 \text{ cm}$;
- b) nivelamento: 2 cm , no máximo, entre dois pontos isolados e $0,02 \sqrt{k}$ para o eixo, sendo k em quilômetros;

2.8.3. Pulverização

Antes de receber a cal, o solo deve ser escarificado e pulverizado. A pulverização é prolongada até que, no mínimo 80% em massa de solo seco, com exclusão do material gráudo, passe na peneira de $4,8 \text{ mm}$.

Na operação de pulverização, dependendo do tipo de solo, é permitido o emprego combinado de pulvimisturadora com escarificadores e grades de disco.

2.8.4. Distribuição da cal

Concluída a pulverização, o solo é regularizado de modo a apresentar-se aproximadamente na seção transversal projetada.

A cal deve, então, ser distribuída uniformemente na superfície, em toda a largura

da faixa e na espessura indicada pelo cálculo, segundo o teor especificado pelo ensaio de dosagem.

Primeiramente, faz-se a distribuição dos sacos de cal, colocados em filas e espaçados entre si no sentido longitudinal e transversal, segundo medidas calculadas.

Feita a distribuição, os sacos são levantados pelo fundo e ao mesmo tempo deslocados transversalmente ao eixo da pista formando faixas de cal como mostra a Figura 2.10.

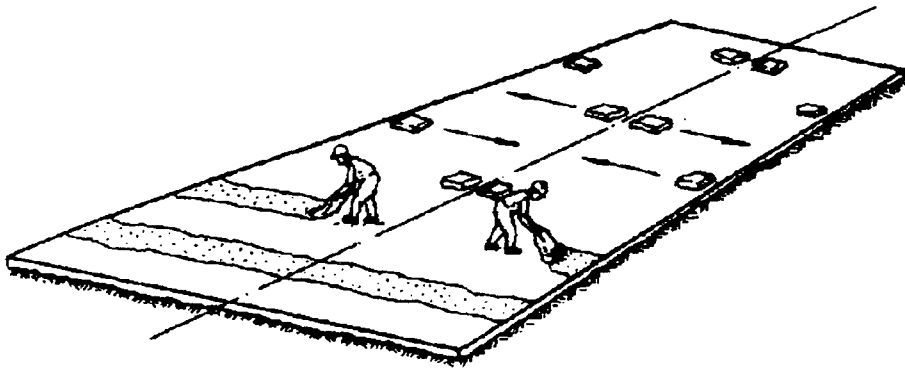


FIGURA 2.2 – Distribuição dos sacos e formação de faixas de cal

A uniformização da camada de cal distribuída, dá-se pelo espalhamento complementar, feito com rodos manuais ou com grade dentada de arrasto, rebocada por um trator leve de rodas pneumáticas. A Figura 2.11 mostra a uniformização da camada pelo processo manual.

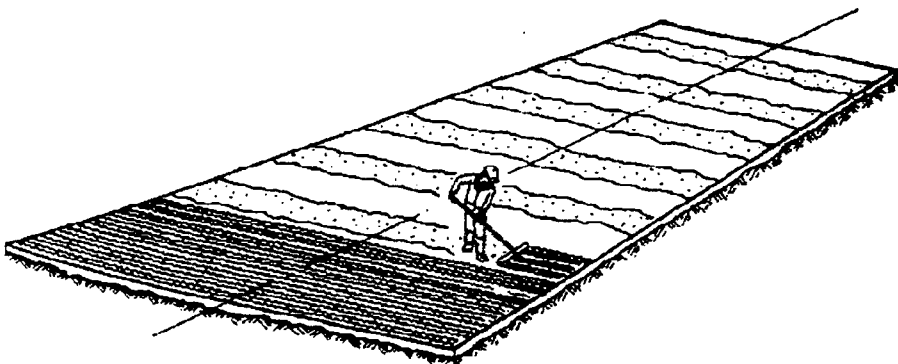


FIGURA 2.3 – Espalhamento complementar da cal

2.8.5. Mistura inicial

Imediatamente após o espalhamento, a cal será misturada ao solo pulverizado, em toda a espessura da camada.

A mistura deve ser feita com equipamento pulvimisturador adequado. A operação de mistura seca é repetida por passagens da máquina em uma mesma faixa, até que a mistura se apresente uniforme, quanto à distribuição e coloração.

2.8.6. Adição da água complementar e mistura final

Após a mistura inicial da cal ao solo, inicia-se a incorporação da água necessária para levar a mistura até a umidade ótima.

A distribuição é feita pelas irrigadeiras que caminham à frente da pulvimisturadora, enquanto esta processa a mistura. Esta operação deve distribuir e mesclar água uniformemente ao solo.

As passagens da pulvimisturadora serão repetidas tantas vezes quantas necessárias à perfeita distribuição e homogeneização da mistura solo-cal. A umidade ótima a atingir será a indicada no ensaio de compactação executado no campo com o solo em uso.

De acordo com as condições do tempo, deve-se prever um ligeiro excesso no teor de umidade em relação ao ótimo, para compensar as perdas por evaporação durante as operações de mistura e compactação.

2.8.7. Compactação

Antes de iniciar a compactação, a mistura de solo-cal deve estar completamente fofa em toda a espessura, a fim de permitir a obtenção uniforme da massa específica previamente determinada pelo ensaio de compactação realizado no campo.

O equipamento compactador deve satisfazer as condições exigidas quanto ao tipo e peso, necessárias à obtenção das massas específicas previstas para o solo-cal.

Preferencialmente devem ser empregados rolos pneumáticos de pressão variável. Em casos excepcionais, de solos predominantemente finos, a compactação inicial profunda deve ser executada com rolos pé-de-carneiro, até cerca da metade da espessura da camada, no sentido de baixo para cima, e concluída pelos rolos pneumáticos.

Em caso algum, a compactação com rolos pé-de-carneiro deve ultrapassar a espessura que deixe menos de 5 cm de material a compactar, de cima para baixo.

A operação de compactação deve se processar a partir das bordas para o centro da pista.

2.8.8. Acabamento

O acabamento deve ser executado imediatamente após a compactação, constando de acerto final com a motoniveladora. Esta operação deve ser obtida por raspagem, de modo a eliminar eventuais saliências. Todo o material será removido para fora da pista.

Não é permitido o remanejo de material para correção da superfície, que na fase final de compactação deve encontrar-se dentro das seguintes tolerâncias:

- a) diferenças parciais em pontos isolados: máximo 1 cm;
- b) nivelamento do eixo: $0,01 \sqrt{k}$, sendo k em quilômetros;
- c) espessura média por etapa de construção em um dia: máximo de variação = $\pm 8\%$ da espessura projetada;
- d) diferenças máximas localizadas: máximo = $\pm 12\%$ da espessura projetada.

Terminado o acabamento com a motoniveladora, se necessário, deve-se recorrer a passagens complementares do rolo pneumático, regulando a pressão de modo a se obter a textura superficial desejada.

2.8.9. Cura

Para se obter uma boa qualidade do solo-cal, logo que concluído o acabamento, todo o trecho deverá ser protegido contra a perda rápida de umidade, durante pelo menos 7 dias.

A cura pode ser realizada pela aplicação de qualquer um dos seguintes processos:

- a) pintura betuminosa que garanta a formação de uma película impermeável capaz de reter a umidade durante a fase de cura;

- b) cobertura da pista pela aplicação de uma camada de terra ou areia de no mínimo 5 cm de espessura, a ser mantida úmida durante 7 dias;
- c) cobertura com uma camada de palha ou capim, de pelo menos 10 cm de espessura, mantida úmida durante 7 dias.

2.8.10. Proteção

O ideal é criar um desvio e interditar o trânsito no trecho trabalhado da estrada, até o final do período de cura.

Em pontos de travessia obrigatória, para operações do próprio serviço, pode ser permitido o tráfego antes dos 7 dias, desde que, o solo esteja suficientemente duro, o local seja recoberto com uma camada de terra de pelo menos 15 cm de espessura, e as cargas não excedam 5 t/eixo.

2.8.11. Revestimento

Dependendo do tipo de dimensionamento, o revestimento poderá ser executado diretamente sobre a camada estabilizada ou sobre a base. O revestimento pode ser feito imediatamente após a cura ou algum tempo depois, conforme o programa de trabalho. Entretanto, é importante que, antes da imprimação, a camada de solo-cal esteja limpa, isenta de pós ou quaisquer materiais estranhos e suficientemente seca.

A imprimação deve ser aplicada uniformemente e permanecer em cura o tempo especificado, dependendo do tipo de asfalto empregado. Até o recebimento do revestimento, não deve ser permitido qualquer tipo de tráfego sobre a imprimação.

3. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios de Limites de Atterberg, granulometria, densidade real dos grãos, compactação, CBR e ensaio das pastilhas MCT foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da UNISUL. Os ensaios de resistência à compressão simples, resistência à compressão diametral, durabilidade, permeabilidade, determinação do módulo e da tensão vertical, foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC. No Laboratório de Materiais da Engenharia Mecânica da UFSC realizou-se o ensaio de microscopia eletrônica, e no Laboratório de Materiais de Construção da Engenharia Civil da UFSC realizou-se o ensaio de pH.

3.1. Materiais utilizados

3.1.1. O solo e a caracterização da área estudada

O material a ser estabilizado localiza-se às margens da rodovia SC – 407, que liga os municípios de São José e São Pedro de Alcântara, a 13,4 quilômetros da BR – 101, próximo a comunidade de Santa Teresa.

A Figura 3.1 mostra a jazida utilizada. No anexo I apresenta-se o mapa Pedológico de São Pedro de Alcântara. As unidades encontradas nesta região são PVa15, Ca8, Ca16, Ca17, Ca20 e Ca29. As cores do mapa foram selecionadas em função das unidades discriminadas no mapa original em tonalidades gradativas desde o Podzólico Vermelho-Amarelo, passando para a associação de Cambissolo + Podzólico até o Cambissolo. No anexo J, encontra-se o mapa geológico, o qual é constituído das unidades Qha, Qhca, PSsp e PSc.

O mapeamento geológico da região em questão indica a ocorrência de uma associação de rochas granitóides de natureza calcialcalina. Esta associação de granitóides foi reunida sob a denominação de Suíte Intrusiva Maruim, a qual compreende a unidade litológica em estudo Granito São Pedro de Alcântara. Essa unidade cobre mais de 50% da área do município de São Pedro de Alcântara conforme se observa no mapa geológico do mesmo – Anexo J.

Segundo Zanini (1997), o Granito São Pedro de Alcântara é representado por uma rocha mesocrática de coloração cinza escuro. Petrograficamente predominam os monzogranitos porfiríticos, que apresentam alto teor de feldspato alcalino (potássico) e feldspato plagioclásio. Apresentam, também, um pouco mais de quartzo que os monzonitos (rocha que possui quase nada de quartzo). Os monzogranitos são mais susceptíveis à alteração por apresentarem materiais com elementos químicos solúveis.



FIGURA 3.1 – Jazida utilizada

A amostra em estudo foi coletada na alteração “in situ” do Granito São Pedro de Alcântara (horizonte C ou solo saprolítico), sendo que esta camada serve de base para depósitos aluviais e coluviais que formam um Cambissolo. A Figura 3.2 mostra esta separação entre o horizonte C de granito e o Cambissolo. O perfil apresenta um Cambissolo coluvionar com horizontes A, Bi e C de material transportado que já sofreu pedogenese sobre um horizonte C residual de granito. A separação entre o horizonte C do Cambissolo e o horizonte C do granito é definida pela linha de seixos presente no perfil. O horizonte C de granito, entretanto, é bastante espesso devido a grande alterabilidade da rocha sendo importante fonte de material para construção de rodovias.

Para Oliveira et al (1992), os cambissolos compreendem solos minerais não hidromórficos, horizonte A seguido de B incipiente com, no máximo 50 cm de espessura, não plântico, de textura franco-arenosa até muito argilosa, sendo as texturas média a argilosa as mais encontradas. Os teores de silte, são em geral relativamente, altos. A textura varia muito pouco ao longo do perfil, exceto em alguns solos derivados de sedimentos aluviais.

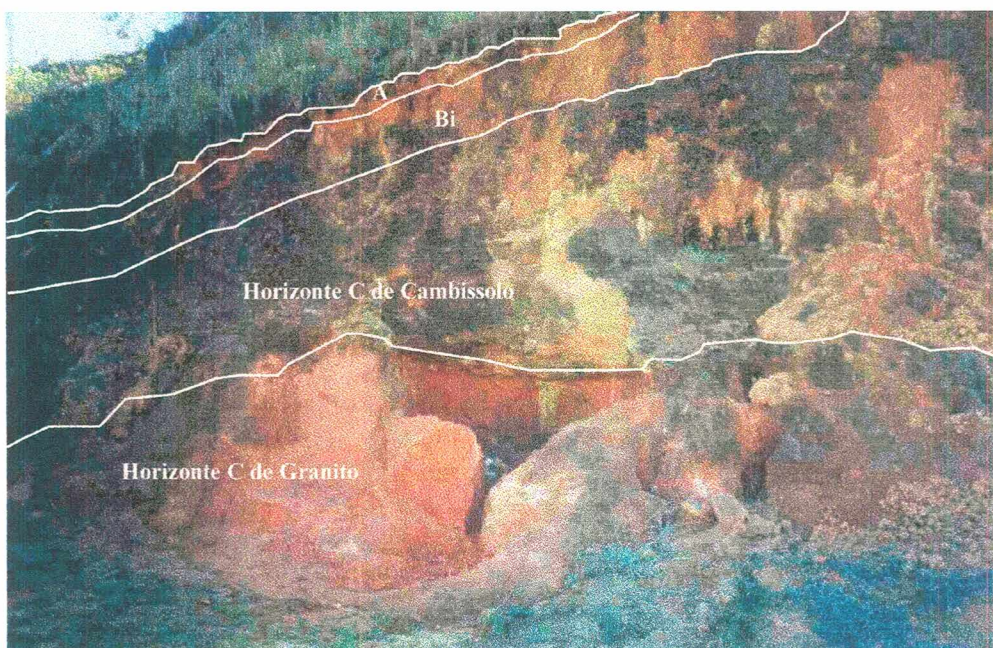


FIGURA 3.2 – Separação entre o horizonte C do Granito São Pedro de Alcântara e o Cambissolo de origem coluvionar que se encontra sobre o solo residual de Granito.

3.1.1.1. Classificação do solo

De acordo com a classificação geotécnica de Davison Dias (1994), trata-se de um Cambissolo substrato granito (Cg) de condição bastante peculiar que apresenta dois tipos de horizontes C – um de origem coluvionar e o outro de origem residual do Granito São Pedro de Alcântara. Tratando-se de constituição pobre em quartzo e rica em feldspato alcalino e plagioclásio, além de textura bastante siltosa, espera-se comportamento expansivo desse horizonte.

Segundo o método de identificação expedita de solos da metodologia MCT - método das pastilhas - o solo foi classificado como NG', ou seja, solos saprolíticos argilosos. Este grupo de solos faz parte da classificação MCT que os considera de comportamento não laterítico. Os solos saprolíticos argilosos derivam de rochas sedimentares argilosas (folhêlhos, argilitos, siltitos), ou cristalinas, pobres em quartzo e

ricas em anfibólios, piroxênios e feldspatos cálcicos. Segundo Nogami e Villibor (1995) o emprego dos solos desse grupo se prende às restrições conseqüentes às suas elevadas expansibilidade, plasticidade, compressibilidade e contração, quando submetidos à secagem.

Segundo o Sistema Unificado, o solo classifica-se como MH, ou seja, solo siltoso de alta compressibilidade. Baseado no sistema HRB o solo é classificado como A-7-5, que segundo esta classificação este tipo de solo é empregado apenas em finalidades especiais, pois apresenta comportamento ruim para ser usado como base ou pavimento. Como se trata de horizonte C e não B de solos pedologicamente evoluídos os sistemas HRB e SUCS apresentam resultados confiáveis.

3.1.2. A cal

O aditivo utilizado no trabalho, foi uma cal hidratada comercialmente chamada de CH – III, da marca Minersol.

A finura da cal hidratada foi calculada como a porcentagem média do resíduo seco retido acumulado em cada peneira, em relação a massa original seca de três amostras do mesmo lote, a Tabela 3.1 mostra este resultado.

TABELA 3.1 – Características da cal utilizada

PROPRIEDADES	VALORES EXPERIMENTAS
F ₃₀ (finura da peneira 0,600mm - nº 30)	0,38%
F ₂₀₀ (finura da peneira 0,075mm - nº 200)	19,11%

3.2. Métodos utilizados

A seguir serão descritos os métodos utilizados para a realização dos ensaios experimentais, em laboratório, desenvolvidos sobre o solo natural e sobre a mistura solo-cal.

Sobre o solo natural e a mistura de solo-cal foram executados os ensaios de: análise granulométrica, compactação, Índice Suporte Califórnia, densidade real dos grãos, determinação do pH, limites de Atterberg, permeabilidade, microscopia eletrônica e ensaio das pastilhas MCT.

A mistura solo-cal foi submetida, ainda, aos ensaios de: resistência à compressão simples, resistência à compressão diametral, ensaio de durabilidade e flexão de vigotas bi-apoiadas.

3.2.1. Coleta de amostras

Procurou-se analisar a região da grande Florianópolis onde ocorrem solos argilosos e argilo-arenosos, pela provável susceptibilidade ao tratamento com cal, e coletou-se amostras representativas deste tipo de solo. Assim, foram coletadas amostras deformadas do solo da região de São Pedro de Alcântara e armazenadas em sacos plásticos até o momento de sua utilização.

3.2.2. Preparação do solo

Amostras deformadas do solo foram coletadas e armazenadas em sacos plásticos. Após, o solo foi deixado secar ao ar, destorroado e passado na peneira nº 4 (4,8 mm) para o ensaio de compactação, peneira nº 10 (2,0 mm) para a moldagem dos corpos de prova para ensaios de compressão simples e diametral, e peneira nº 40 (0,42 mm) para os ensaios de limites de Atterberg. As amostras foram, então, novamente ensacadas até o momento de sua utilização.

3.2.3. Dosagem da mistura solo-cal

Para estabelecer o teor ótimo de cal a ser adicionado ao solo foi adotado o método de Hilt e Davidson (1960) Lime Fixation Point, onde o limite de plasticidade aumenta com o teor de cal até atingir um certo valor, a partir do qual o limite de plasticidade permanece constante ou pode até diminuir (Thomé, 1994). Em outras palavras, o Lime Fixation Point (LFP) é o teor de cal até o qual a sua adição contribui para a melhoria na trabalhabilidade do solo, sem produzir aumento significativo de resistência, sendo que, para teores de cal superiores ao LFP, o solo ganha resistência sem ter sua trabalhabilidade e índices plásticos modificados.

3.2.4. Mistura

Os materiais (solo, aditivo e água) foram pesados com precisão de 0,01 gf. Solo e aditivo foram inicialmente misturados à mão durante 3 minutos. A seguir, a água foi acrescentada aos poucos, cuidando-se para garantir a homogeneidade da mistura e evitando-se grandes perdas por evaporação. Quando não se empregou aditivo, o tempo

total de mistura também foi de 3 minutos. As proporções de água e aditivo foram relacionadas ao peso de solo seco.

3.2.5. Densidade real dos grãos

A densidade real dos grãos foi determinada de acordo com a NBR 6508/84.

3.2.6. Limites de Atterberg

Os limites de liquidez (LL) do solo natural e da mistura solo-cal foram determinados de acordo com a NBR 6459/84. Os limites de plasticidade (LP) do solo natural e da mistura solo-cal foram determinados de acordo com a NBR 7180/84.

3.2.7. Análise granulométrica

Foi realizada análise granulométrica por peneiramento e por sedimentação (com e sem defloculante) do solo natural e da mistura solo-cal, de acordo com a NBR 7181/84. Como defloculante utilizou-se hexa-metafosfato de sódio.

A determinação da finura da cal hidratada foi realizada de acordo com a NBR 9289/86.

3.2.8. Ensaio de compactação

A fim de determinar os pesos específicos aparentes secos máximos e as umidades ótimas do solo e da mistura solo e aditivo, foram realizados ensaios de compactação na energia de Proctor Normal, segundo a NBR 7182/86.

3.2.9. Moldagem dos corpos de prova

A partir dos parâmetros obtidos (w_{ot} , $\gamma_d \text{ máx}$) nos ensaios de compactação, foram confeccionados 6 corpos de prova para cada idade de cura, 3 para o ensaio de compressão simples e 3 para o ensaio de compressão diametral em moldes de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Durante a moldagem visando evitar grandes perdas de água por evaporação, as misturas foram cobertas com um pano úmido.

Após compactados, os corpos de prova foram, cuidadosamente, retirados dos moldes, pesados com precisão de 0,01 gf e medidos com precisão de 0,01cm. E em seguida colocados em sacos plásticos hermeticamente fechados, identificados e levados à cura. Para verificar o efeito do tempo de cura sobre a mistura solo-cal, foram selecionados oito tempos de espera de cura, sendo: 7, 14, 21, 28, 60, 90, 120 e 150 dias.

3.2.10. Cura

Os corpos de prova moldados foram curados em câmara úmida, protegidos de variações de temperatura. Este local foi obtido através de uma caixa de isopor, onde os corpos de prova envolvidos em sacos plásticos, ficaram submersos em água durante todo o tempo de cura.

3.2.11. Ensaio de resistência

Neste estudo verificou-se a variação na resistência devido ao tempo de cura. A resistência dos corpos de prova foi medida através dos ensaios de compressão simples e compressão diametral. Utilizou-se uma prensa da marca WIKHAM FARRANCE. A velocidade de deformação foi de 0,30mm/min.

Nesta etapa adotou-se o procedimento de imersão dos corpos de prova após a cura por um período de 24 horas. Para cada tempo de cura foram ensaiados três corpos de prova para o ensaio de resistência à compressão simples e três corpos de prova para o ensaio de resistência à compressão diametral. O valor da resistência foi adotado como sendo a média dos três corpos de prova, excluindo-se aqueles valores com um desvio maior que 10% do valor médio.

Para os corpos de prova do material natural, a imersão resultou na desagregação completa, impossibilitando a realização dos ensaios de resistência à compressão simples e diametral.

3.2.12. Permeabilidade

A determinação do coeficiente de permeabilidade dos corpos de prova saturados do solo natural e da mistura solo-cal foi determinada de acordo com a norma do Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP. Esta norma apresenta uma tabela de classificação com relação a permeabilidade dos solos segundo Terzaghi e Peck (1967).

TABELA 3.2 – Grau de permeabilidade segundo Terzaghi e Peck

GRAU DE PERMEABILIDADE	K (cm/s)
Alta	acima de 10-1
Média	10-1 a 10-3
Baixa	10-3 a 10-5
Muito baixa	10-5 a 10-7
Praticamente impermeável	abaixo de 10-7

3.2.13. Microscopia Eletrônica de Varredura

A análise microestrutural para verificar a formação de novas fases foi realizada através de microscopia eletrônica. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Materiais da Engenharia Mecânica da UFSC. Utilizou-se um aparelho da marca Philips modelo XL 30.

3.2.14. Ensaio de CBR

O ensaio de CBR do solo natural e da mistura solo-cal, utilizando amostras deformadas, não reutilizadas, foi realizada de acordo com a NBR 9895/87.

3.2.15. Método das pastilhas MCT

O solo natural e a mistura solo-cal foram classificados segundo o método de identificação expedita de solos da metodologia MCT - método das pastilhas - que foi desenvolvido por Nogami e Villibor em 1994. Este método permite uma classificação pedológica do solo, através do comportamento de pastilhas moldadas em anéis de 20 mm de diâmetro e 5 mm de altura.

A fração que passa na peneira de 0,42 mm de abertura é umedecida e espatulada até apresentar consistência plástica para posterior moldagem das pastilhas. As pastilhas moldadas são, em seguida, postas a secar. A contração é medida diretamente por diferença entre o diâmetro do anel e o diâmetro da pastilha seca. Os anéis contendo os corpos de prova, são colocados sobre uma pedra porosa com livre suprimento d'água. Ao absorver água, observam-se fenômenos como inchamento, trincamento, amolecimento, etc. O amolecimento é medido considerando-se a consistência da pastilha, avaliada pela penetração de uma agulha padronizada (massa de 10 g e diâmetro de 1,30 mm, a montagem é similar a uma lapiseira).

De posse dos valores da contração diametral por secagem das pastilhas de solo e da penetração da agulha padronizada na pastilha de solo após reabsorção de água pela base da mesma, determina-se, através do gráfico da Figura 2.1, a classificação MCT.

3.2.16. Ensaio de Durabilidade

A durabilidade é a capacidade de um material manter a sua integridade estrutural sob as condições a que é exposto. As principais forças deteriorantes de um material

estabilizado são os fatores ambientais (calor e água), além da ação das forças repetidas do tráfego que debilitam o pavimento por fadiga.

Com a finalidade de simular as condições ambientais de campo, realizou-se um estudo da durabilidade da mistura solo-cal através de dois métodos.

1º) Método ABCP

O método desenvolvido pela Associação Brasileira de Cimento Portland é conhecido como “Ensaio de Durabilidade por Molhagem e Secagem”, e serve para a determinação da perda de peso por escovamento de corpos de prova submetidos a ciclos de molhagem e secagem.

O método estabelece uma cura de 7 dias. A seguir os corpos de prova são submetidos a 12 ciclos de molhagem, secagem e escovamentos. Os ciclos tem duração de 48 horas distribuídos da seguinte maneira: 5 horas de imersão em água, 42 horas de secagem em estufa e 1 hora de intervalo para escovamento e pesagem. A perda de massa não deve ser superior aos seguintes limites:

Solos A1, A2-4, A2-5 e A3 = 14%

Solos A2-6, A2-7, A4 e A5 = 10%

Solos A6 e A7: 7%

2º) Método sugerido nessa dissertação

Neste método propõe-se que o quociente da resistência dos corpos de prova submetidos a ciclos de molhagem e secagem e da resistência dos corpos de prova curados normalmente atinja um valor maior ou igual a 80% para ser considerado material com boa durabilidade.

O método estudado teve a finalidade de submeter o corpo de prova a condições adversas de cura por períodos prolongados (8 dias de secagem e 8 dias de molhagem). A secagem foi feita ao ar livre nas dependências do laboratório.

3.2.17. Módulo de Elasticidade e Tensão de Tração Máxima

A fim de se obter parâmetros para realização dos dimensionamentos, determinou-se o módulo de elasticidade e a tensão de tração máxima da mistura solo-cal, através do ensaio de flexão de vigotas bi-apoiadas, desenvolvido por Ceratti em 1991 (Medina, 1997).

As vigotas com dimensões de 3 x 3 x 18 polegadas, foram moldadas em três camadas iguais dentro do molde de compactação, e após levadas a compactação estática numa prensa até o encaixe completo entre a tampa e a placa da base do molde. A cura foi realizada por um período de 28 dias, onde os corpos de prova, envolvidos em sacos plásticos, ficaram protegidos da variação de temperatura numa caixa de isopor.

Após o período de cura, as vigotas foram submetidas à aplicação de carga nos extremos do terço médio, distantes de 10,16 cm, os apoios da vigas distam de 30,48 cm e o deslocamento vertical é medido no centro da vigota. A Figura 3.3 apresenta um esquema para o rompimento da vigota.

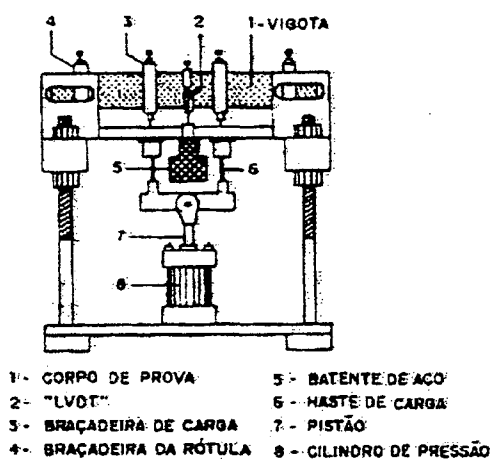


FIGURA 3.3 – Esquema para rompimento da vigota (Medina, 1997)

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1. Dosagem solo-cal

Na Figura 4.1 é mostrado o resultado do ensaio para determinação do teor ótimo de cal segundo o método LIME FIXATION POINT.

O teor de cal associado ao LFP é relacionado ao ponto máximo da curva LP x % cal da Figura 4.1. Como pode-se observar, este valor é 3%. Townsend e Klym (1966), apud Thomé (1994), propõem utilizar o LFP mais 4% de cal como teor ótimo de cal para estabilização do solo, e valores até o LFP para tratamento de solos. Neste trabalho adotou-se, assim, 7% de cal como sendo teor ótimo para a estabilização da mistura.

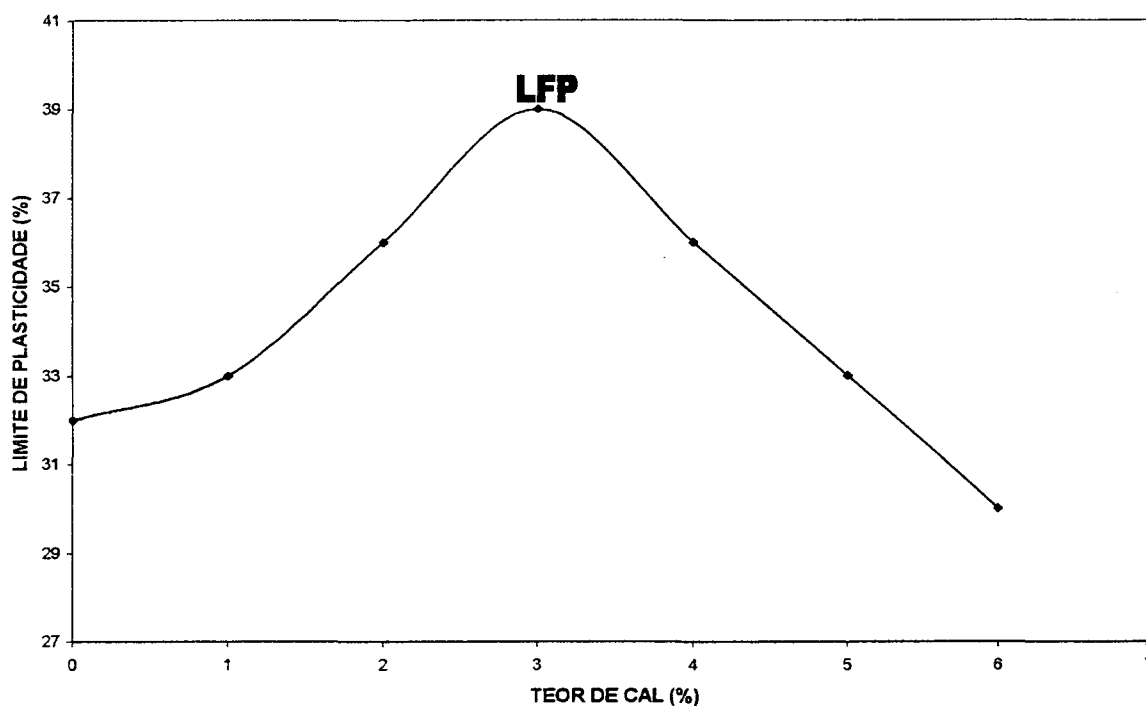


FIGURA 4.1 – Determinação do teor ótimo de cal pelo método LFP

Afim de se comparar o resultado obtido pelo método utilizado neste trabalho com o método utilizado por autores como Thomé, Chauvel e Nobrega, é que optou-se por executar o método de Eades e Grim (1966), ou método do pH. O método de Eades e Grim (1966) parte do princípio de que o valor ótimo de cal para estabilizar um solo, é aquele que eleva o pH da mistura para um valor maior ou igual a 12,4. A Figura 4.2

apresenta o resultado obtido por este método. Observa-se que, segundo este método, o teor ótimo de cal para estabilizar o solo está em torno de 2,5%, valor bem inferior ao determinado anteriormente.

Na mesma figura é possível observar que a cal provocou uma elevação brutal do pH do solo. O pH que, originalmente, era da ordem de 4 passou para, aproximadamente, 10 após a adição de apenas 1% de cal, alterando as condições físico-químicas do meio, tornando-o fortemente alcalino. Segundo Harty (1971), apud Bueno et al (1982), os dados sobre alteração no teor de acidez dos solos indicam que solos com pH igual ou superior a 7 reagem favoravelmente a ação da cal, enquanto para valores menores que 7, a reatividade é de difícil previsão.

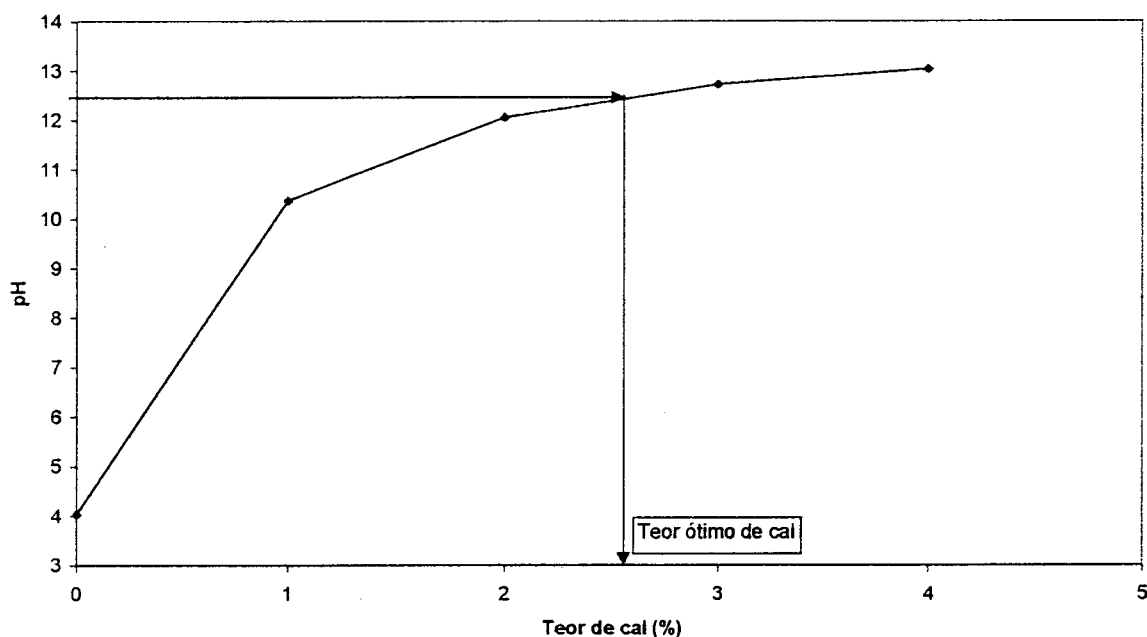


FIGURA 4.2 – Determinação do teor ótimo de cal pelo método do pH

4.2. Análise granulométrica

A Figura 4.3, apresenta as curvas granulométricas do material natural com e sem a utilização de defloculante. Analisando-se a curva obtida no ensaio com defloculante, o material é composto de 13% de argila, 40,7% de silte e 46,3% de areia. Já quando se analisa a curva resultante do ensaio, sem a utilização de defloculante, verifica-se que a porcentagem de argila é zero, ficando o material composto de 56% de silte e 44% de areia.

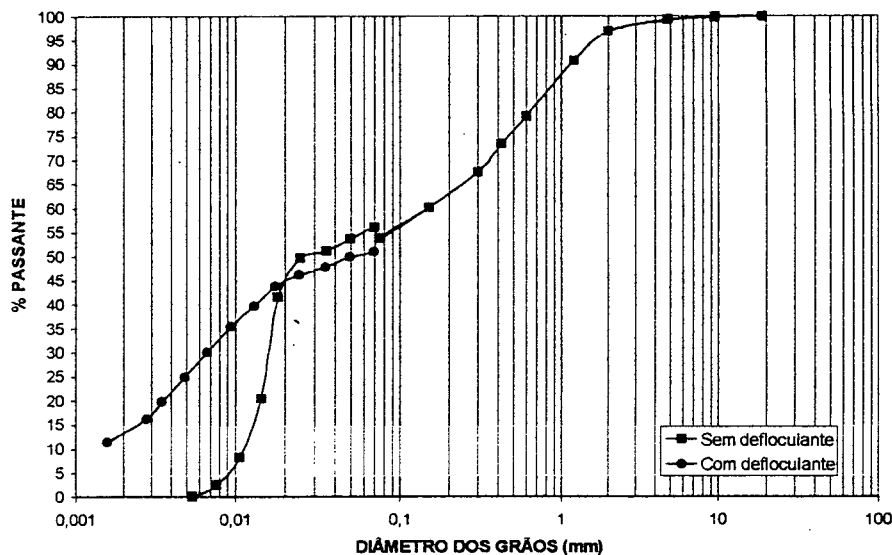


FIGURA 4.3 – Curvas granulométricas do solo natural

A Figura 4.4 apresenta as curvas granulométricas do material natural e da mistura solo-cal. Verifica-se que houve uma alteração do material pela adição de cal em relação ao solo natural. Segundo Moore (1987), esta alteração ocorre devido a aglomeração e floculação das partículas em presença de cal.

As curvas granulométricas fornecem a indicação de que a cal reage principalmente com os finos do solo, pois há menor alteração na fração mais grossa do material. A porcentagem de argila, que era de 13% no solo natural (com defloculante), passou para 7% na mistura de solo mais 7% de cal.

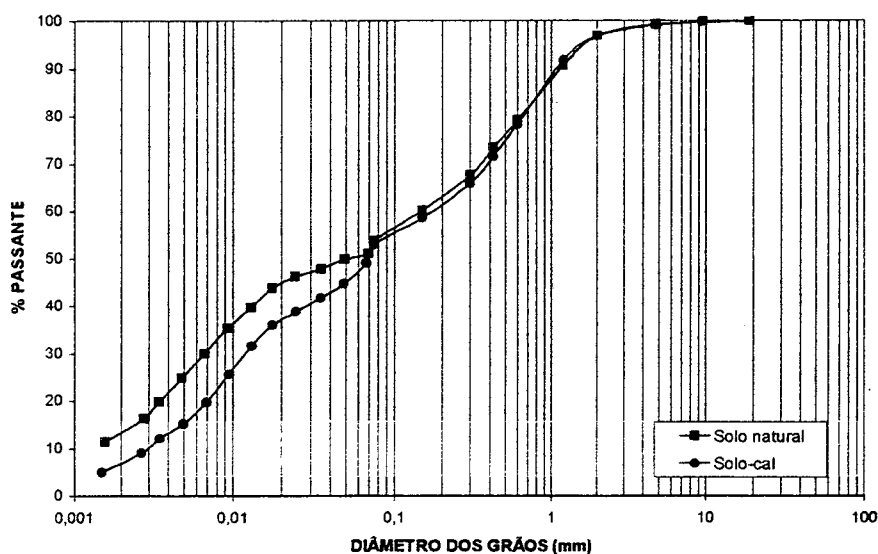


FIGURA 4.4 – Curvas granulométricas do solo natural e da mistura solo-cal

4.3. Características de compactação

Na Figura 4.5 são apresentadas as curvas de compactação do solo natural e da mistura solo-cal. As curvas foram obtidas mediante o emprego de esforço de compactação da energia Proctor Normal.

Os resultados obtidos no ensaio de compactação estão de acordo com Moore et al (1987). Segundo os autores a adição de cal ao solo provoca uma redução no peso específico aparente seco máximo e um aumento na umidade ótima de compactação. O peso específico seco máximo que inicialmente era de $16,46 \text{ kN/m}^3$ passou para $15,16 \text{ kN/m}^3$ e a umidade ótima que inicialmente era de 21% passou para 23,5%.

De acordo com o gráfico (Figura 4.5), há uma tendência ao achatamento da curva, demonstrando uma modificação no comportamento do material com a variação da umidade.

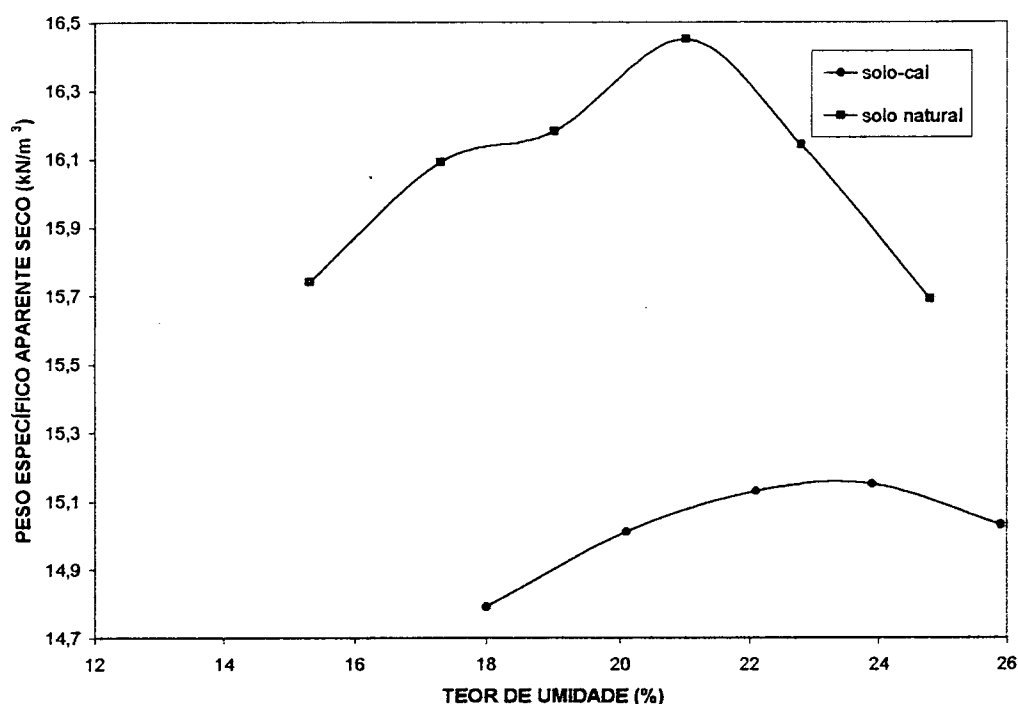


FIGURA 4.5 – Curvas de compactação do solo natural e da mistura solo-cal

4.4. Limites de Atterberg

A Tabela 4.1 apresenta as características físicas do solo natural e da mistura solo-cal. Verifica-se que tanto o limite de liquidez como o limite de plasticidade foram reduzidos quando se acrescentou 7% de cal ao solo.

Segundo Moore et al (1987), nos solos muito expansivos e de alta plasticidade, a cal diminui o limite de liquidez e aumenta o limite de plasticidade, resultando num decréscimo do índice de plasticidade. No entanto, observa-se que o limite de plasticidade apresentou uma redução. Uma possível explicação para este fenômeno pode estar de acordo com Hilt e Davidson (1960). Segundo esses autores, o limite de plasticidade aumenta com o teor de cal até atingir um certo valor, a partir do qual o limite de plasticidade permanece constante ou pode até diminuir. A Figura 4.1 apresenta a determinação da dosagem de cal proposta por estes autores, a qual demonstra que a partir do acréscimo de 3% de cal o limite de plasticidade é reduzido em uma relação aproximadamente linear.

TABELA 4.1 – Características físicas do solo natural e da mistura solo-cal

	SOLO NATURAL	SOLO-CAL
Densidade real dos grãos	2,63	2,66
Limite de liquidez (%)	53	48
Limite de plasticidade(%)	32	28
Índice de plasticidade (%)	21	20
Umidade ótima (%)	21	23,5
Peso específico aparente seco (kN/m ³)	16,46	15,16
Argila (%)	13	7
Silte(%)	40,7	45,8
Areia(%)	46,3	47,2

4.5. Permeabilidade

A Tabela 4.2 mostra o coeficiente de permeabilidade do solo natural e da mistura solo-cal, determinado através do ensaio de carga variável.

Através dos resultados verifica-se que o coeficiente de permeabilidade apresenta-se praticamente constante, com uma pequena tendência a diminuir. Este resultado está em desacordo com aqueles citados por Moore et al (1987) e Silveira (1979), pois os autores afirmam ter obtido aumentos no coeficiente de permeabilidade. O resultado então pode estar de acordo com Castro (1981), apud Thomé (1994), segundo ele a permeabilidade de uma mistura pode diminuir devido ao bloqueio de canais, poros e fissuras causados pela reação pozolânica.

Neste caso, se as reações pozolânicas foram as responsáveis pela diminuição da permeabilidade devido ao bloqueio de canais, poros e fissuras, significa que estas começaram a ocorrer num período inferior a 24 horas, tempo em que a mistura foi submetida a absorção de água para posterior realização do ensaio.

Quanto ao grau de permeabilidade Terzaghi e Peck (1967) classificam estes dois materiais como tendo grau de permeabilidade muito baixo.

TABELA 4.2 – Coeficiente de permeabilidade do solo natural e da mistura solo-cal

	Coeficiente de permeabilidade (cm/s)
Solo natural	$1,5 \times 10^{-6}$
Solo-cal	$1,3 \times 10^{-6}$

4.6. Ensaio de CBR

A Figura 4.6 mostra o resultado do ensaio de CBR do solo natural. O ensaio foi realizado após 4 dias de imersão, afim de reproduzir a condição mais desfavorável, que é a eventual saturação do material *in loco*. A mesma figura também apresenta a expansão e a absorção do solo. O ensaio foi realizado na umidade ótima e também dois valores acima e dois valores abaixo da mesma.

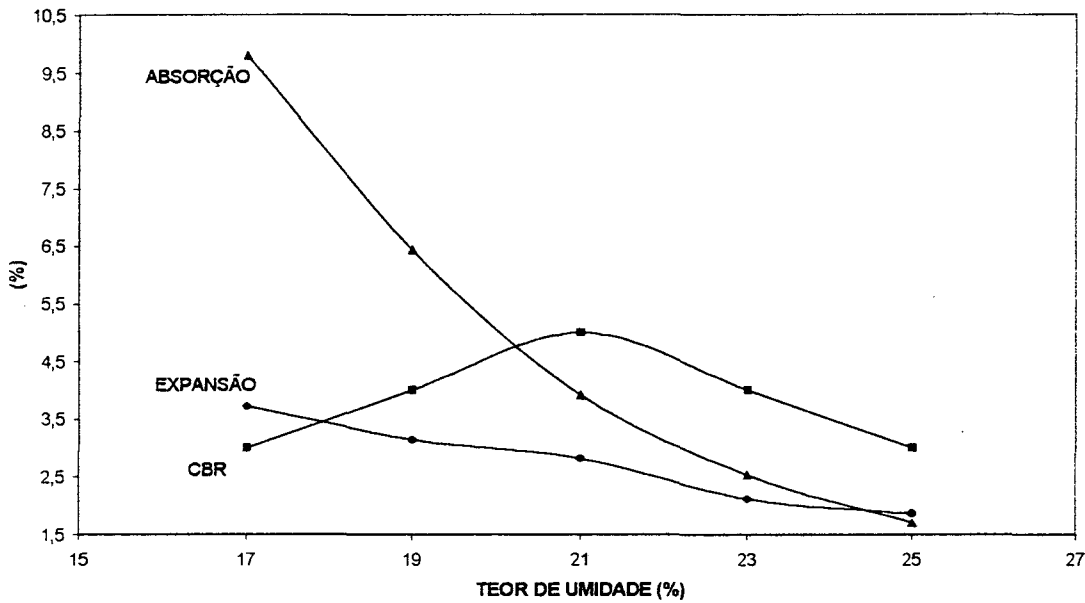


FIGURA 4.6 – Ensaio de CBR do solo natural

Para o ensaio de CBR da mistura solo-cal, os corpos de prova contendo 7% de cal, foram colocados em imersão imediatamente após a moldagem, ou seja, sem cura. O rompimento foi realizado nos períodos de zero, um, dois, três e quatro dias de imersão. A Figura 4.7 mostra este resultado.

Os valores obtidos estão na faixa de 20% a 42%, valores que segundo o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis do DNER, poderiam ser utilizados como material de sub-base.

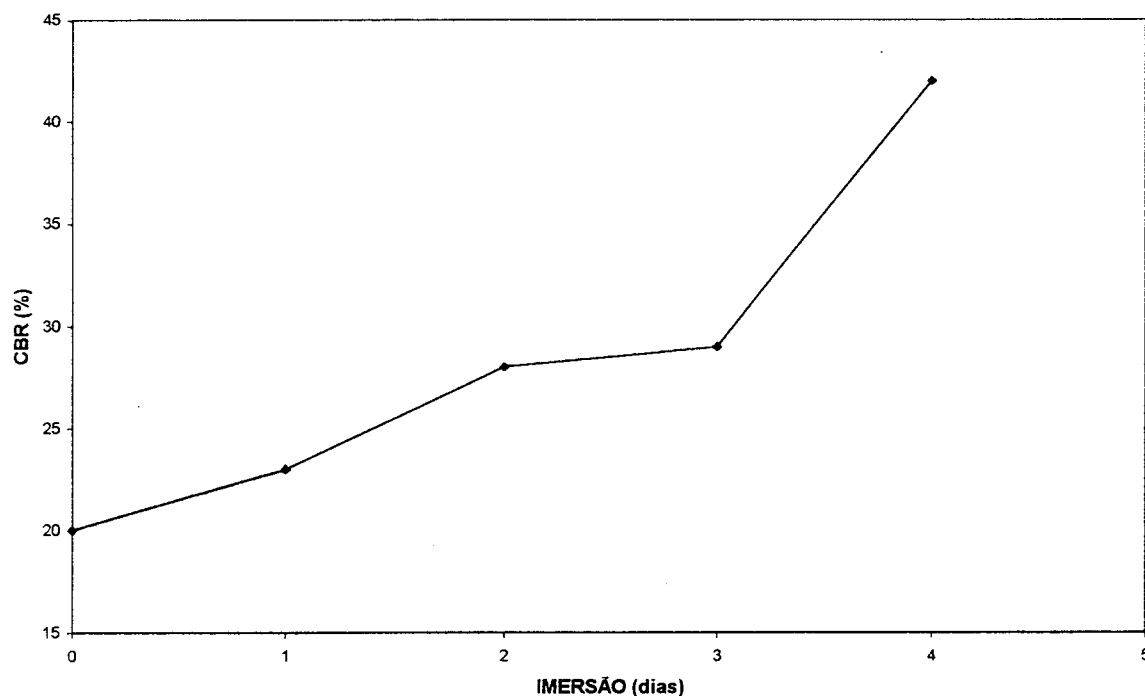


FIGURA 4.7 – CBR do solo + 7% de cal

Como o ensaio de CBR do solo + 7% de cal produziu um aumento significativo na resistência sem que os corpos de prova fossem curados, acreditou-se que corpos de prova curados por um período de 28 dias e com teores reduzidos de cal alcançariam a mesma resistência. Deste modo, moldaram-se corpos de prova com teores de 2, 3 e 4% de cal, que foram deixados curar por um período de 28 dias protegidos de variações de temperatura e umidade. Após a cura, os corpos de prova foram submetidos a imersão por um período de quatro dias. A Figura 4.8 mostra os valores obtidos, e como pode-se observar estas misturas compreendem valores de CBR possíveis de serem empregados como material de sub-base, sendo que o teor de cal foi notavelmente reduzido em relação ao ensaio com 7% de cal.

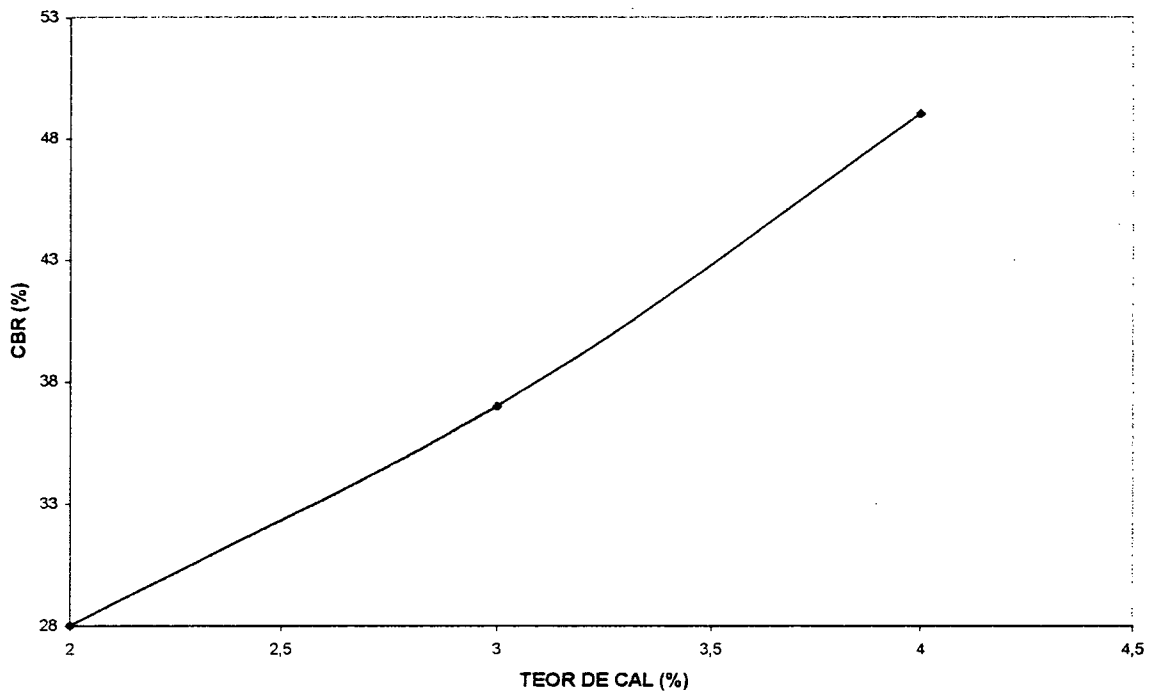


FIGURA 4.8 – Ensaio de CBR para os teores de 2, 3 e 4% de cal

4.7. Variação volumétrica

Houve uma brusca redução nas propriedades de expansão do solo em consequência da adição de cal ao mesmo. A Figura 4.9 mostra a variação na expansão da mistura solo + 7% de cal com o tempo de imersão. Através deste gráfico é possível perceber que a expansão aumenta até um certo ponto (três dias de imersão) e após apresenta uma tendência a diminuir, indício de que está ocorrendo cimentação entre as partículas.

Na Figura 4.10 é apresentada a expansão para as misturas contendo os teores de 2, 3 e 4% de cal após 28 dias de cura. Como mostra a figura, o aumento na porcentagem de cal aliado ao tempo de cura, diminuem a expansão do solo.

A expansão que no solo natural era de 2,81%, se comparada com a maior expansão obtida na mistura solo-cal (condição mais desfavorável), terá uma significativa redução de aproximadamente 4 vezes. Esta redução nas características de expansão é geralmente atribuída a uma diminuição da afinidade com água dos solos saturados pelo íon cálcio e pela formação de uma matriz cimentante que resiste a expansão volumétrica (Moore et al, 1987).

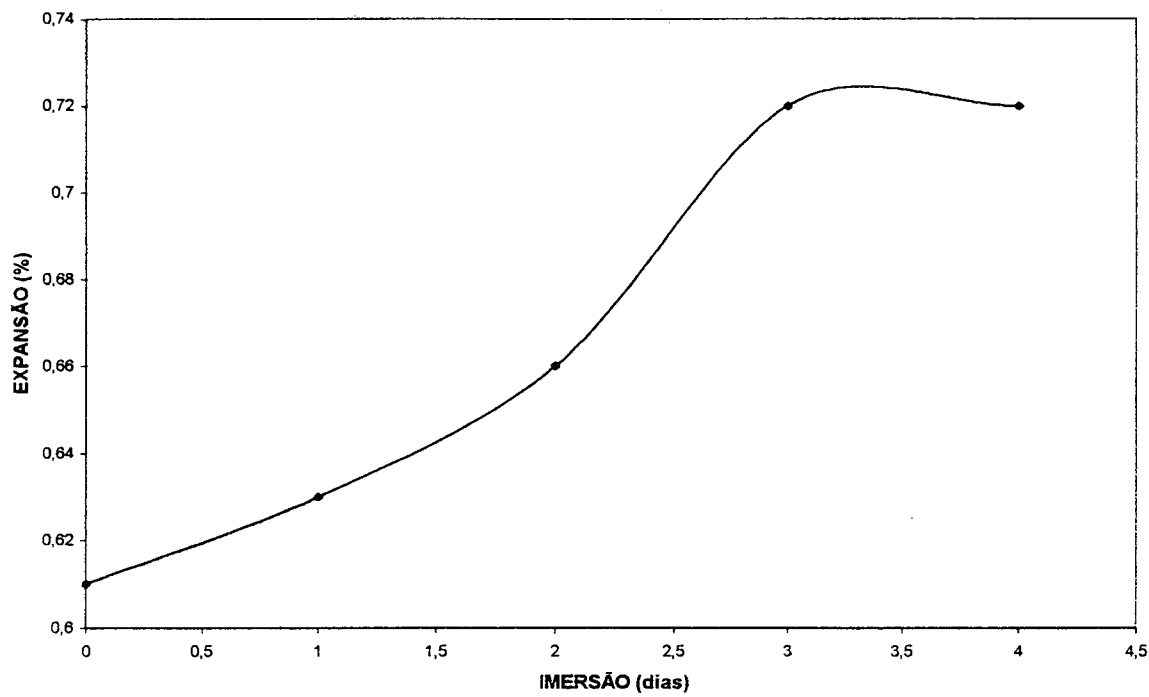


FIGURA 4.9 – Curva de expansão do solo + 7% de cal

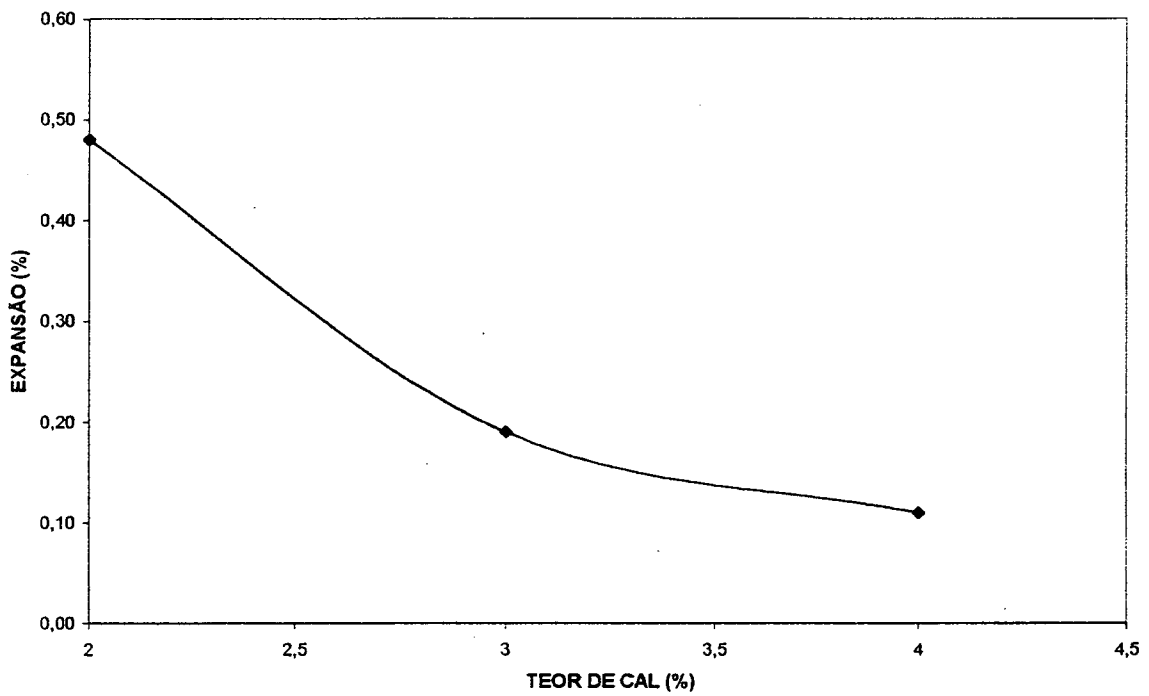


FIGURA 4.10 – Expansão do solo para as misturas contendo 2, 3 e 4% de cal após 28 dias de cura

4.8. Ensaio de Resistência à compressão simples e diametral

A Figura 4.11 mostra a prensa utilizada no ensaio de resistência à compressão simples. Os valores obtidos para a resistência à compressão simples estão contidos na Tabela 4.3 e plotados no gráfico da Figura 4.12.

Observa-se um contínuo aumento na resistência à compressão simples com o tempo de cura. A grande variação ocorreu até os 60 dias, havendo um aumento considerável em relação ao solo compactado sem aditivo que, neste caso, resultou na desagregação total do material por estar imerso em água. Para Passos Guimarães (1971), a resistência das misturas solo-cal aumenta com o tempo, por força das reações químicas e físico-químicas que nelas ocorrem, de maneira semelhante àquelas das massa de cimento Portland.

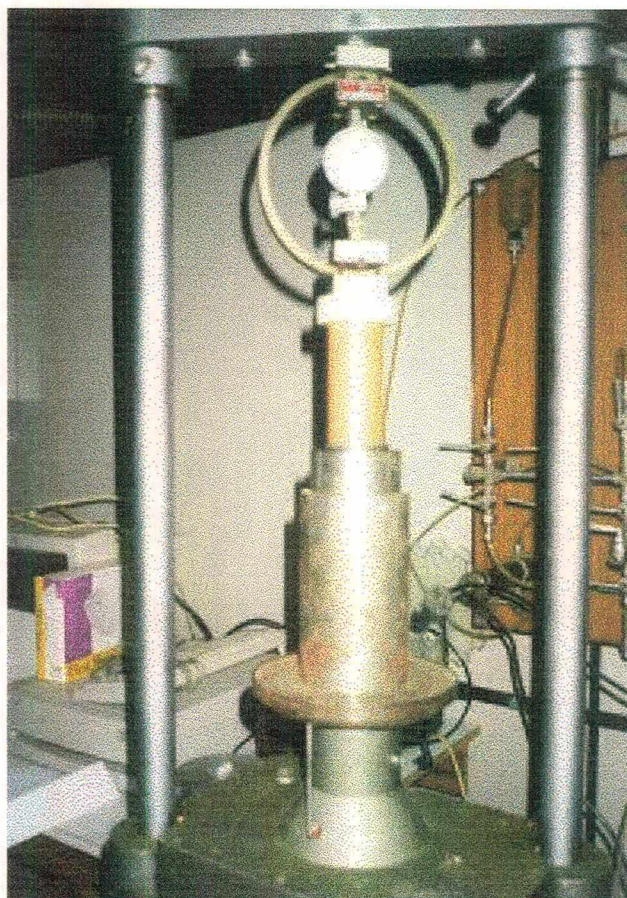


FIGURA 4.11 – Prensa utilizada no ensaio de Resistência à Compressão Simples

TABELA 4.3 – Resultados do ensaio de resistência à compressão simples

TEMPO DE CURA (dias)	RCS (kgf/cm ²)
7	3,31
	3,44
	3,57
14	4,65
	4,84
	5,08
21	6,02
	6,02
	4,82
28	7,06
	7,23
	5,81
60	9,90
	10,63
	8,26
90	11,01
	7,74
	10,75
120	12,22
	10,98
	11,97
150	11,71
	11,28
	11,54

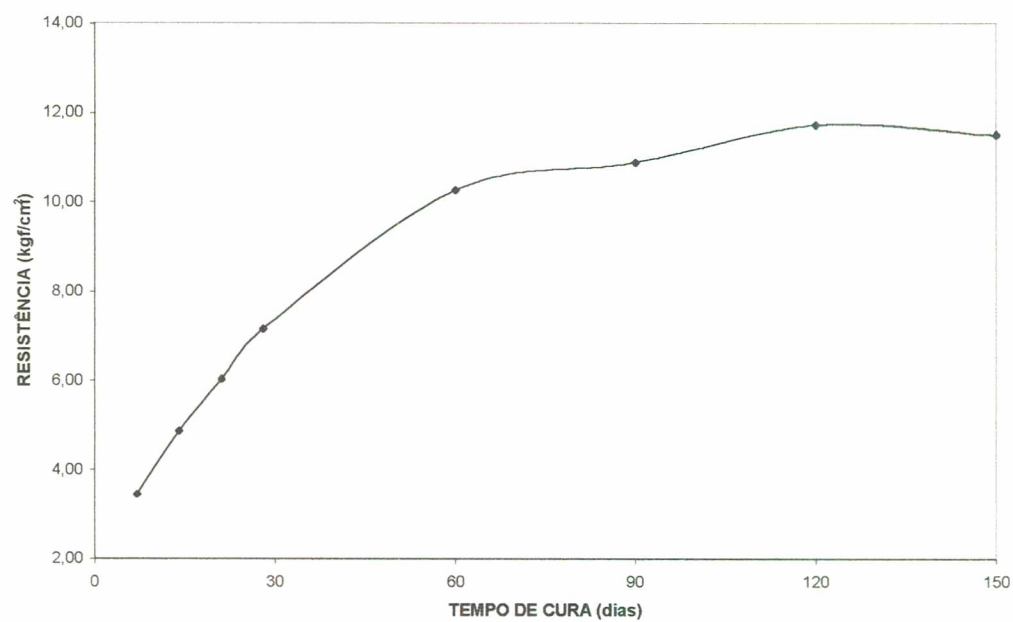


FIGURA 4.12 – RCS em função do tempo de cura

A Figura 4.13 apresenta a prensa utilizada no ensaio de resistência à compressão diametral. Os valores obtidos neste ensaio estão na Tabela 4.4 e plotados no gráfico da Figura 4.14.

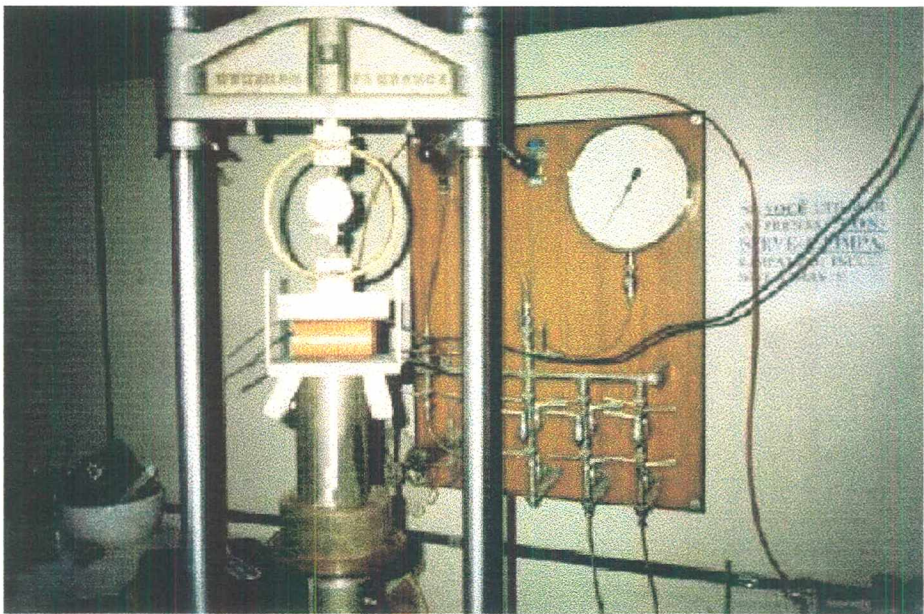


FIGURA 4.13 – Prensa utilizada no ensaio de RCD

Do mesmo modo que para a resistência à compressão simples há um contínuo aumento na resistência à compressão diametral com o tempo de cura. Percebe-se com mais nitidez que, no ensaio de resistência à compressão simples ocorre, uma queda no

valor da resistência aos 90 dias de cura. Segundo Brandl (1981) apud Thomé (1994), esta queda na resistência ocorre porque as partículas em contato começam a deslizar umas sobre as outras, devido a formação de um gel, que funciona como lubrificante. Com maior idade, começa uma maior cimentação das partículas e o material volta a recuperar a resistência.

TABELA 4.4 – Resultados do ensaio de resistência à compressão diametral

TEMPO DE CURA (dias)	RCD (kgf/cm ²)
7	0,24
	0,34
	0,32
14	0,61
	0,55
	0,54
21	0,54
	0,75
	0,77
28	1,05
	0,99
	1,10
60	1,16
	1,63
	1,53
90	1,34
	1,57
	1,48
120	1,87
	1,91
	1,92
150	1,83
	1,92
	1,96

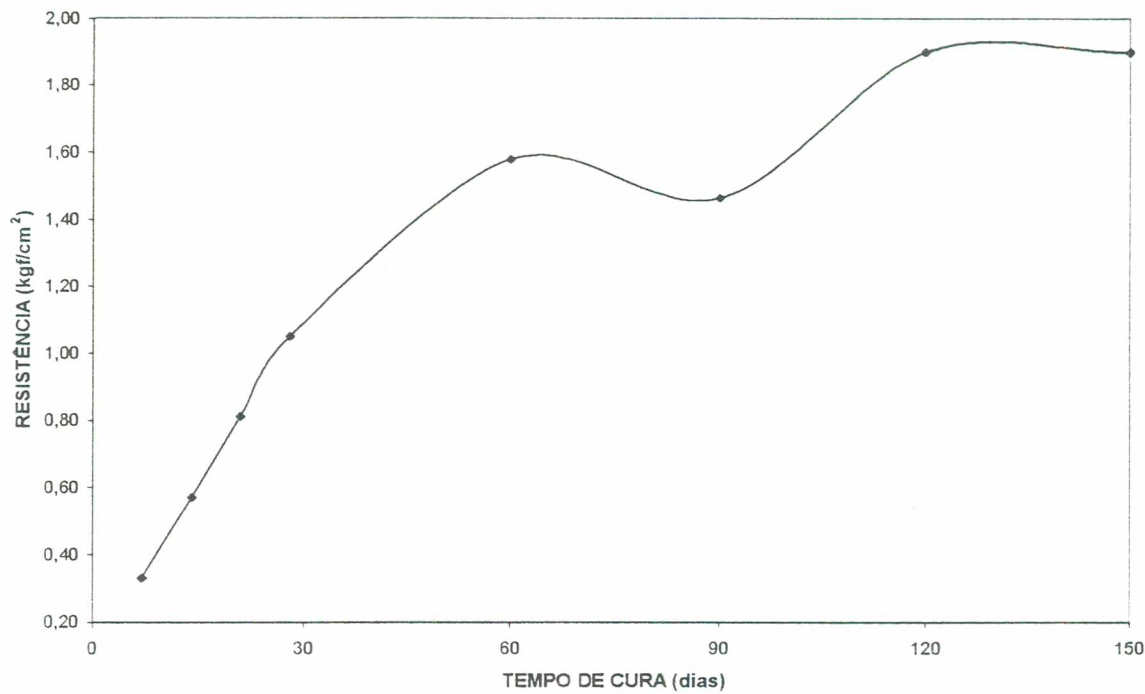


FIGURA 4.14 – RCD em função do tempo de cura

Na variação da resistência à compressão diametral com a resistência à compressão simples, obteve-se uma correlação linear como apresenta a Figura 4.15.

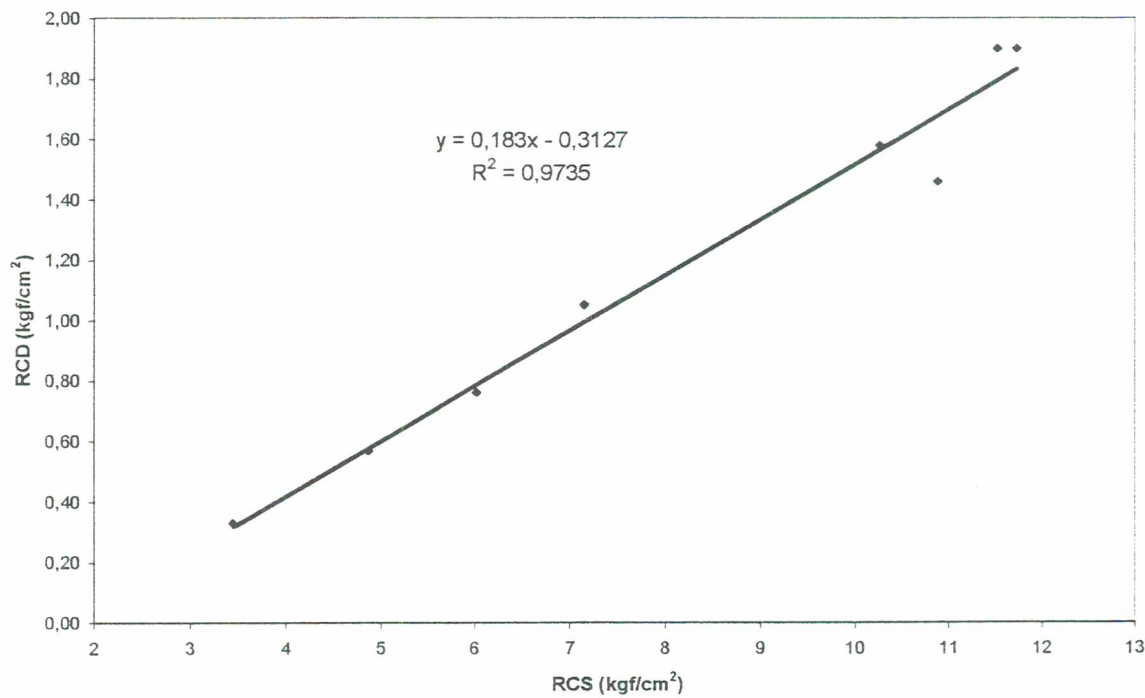


FIGURA 4.15 – Correlação entre a RCS com a RCD da mistura solo-cal

4.9. Microscopia Eletrônica de Varredura

Na amostra natural, sem a adição de cal, as análises químicas feitas por espectrometria de energia dispersiva (EPS) revelaram apenas a presença de Si, Al e Fe. Na amostra com adição de cal, além dos elementos anteriormente citados as análises químicas revelaram a presença de Ca e Mg.

As estruturas observadas ao microscópio eletrônico de varredura evidenciam alterações na estrutura geral do solo. As Figuras 4.16 e 4.17 mostram as estruturas observadas ao microscópio eletrônico. Na comparação entre estas duas figuras, nota-se claramente, na amostra com adição de cal, uma alteração morfológica da massa que assume uma textura mais granular do que a do solo natural, porém não foram observados as morfologias típicas dos aluminatos, silicatos e aluminosilicatos de cálcio hidratado indicados na literatura.

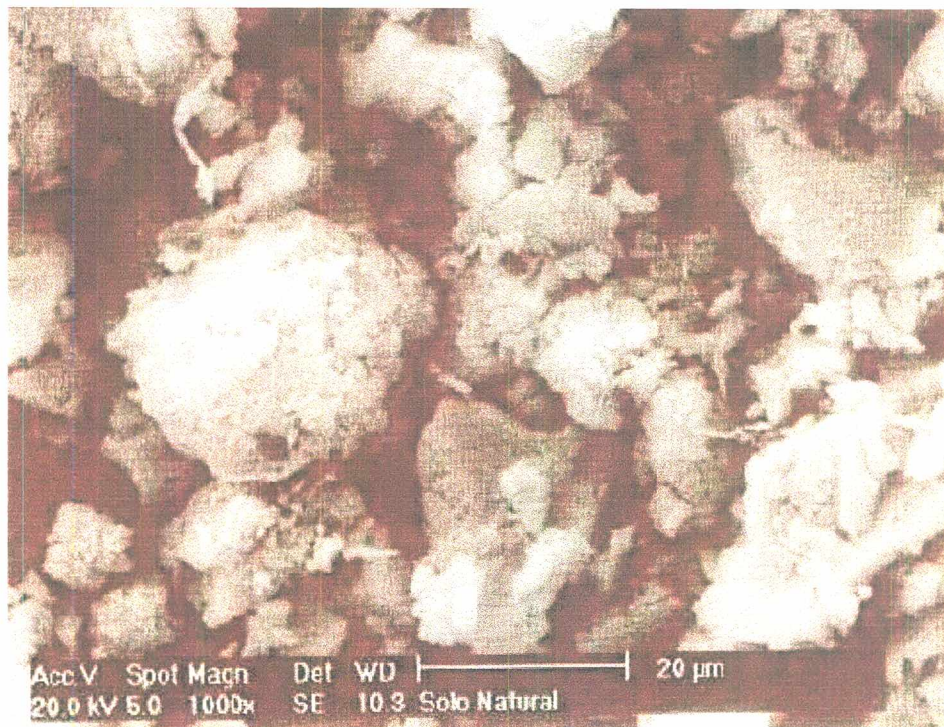


FIGURA 4.16 – Microscopia Eletrônica de Varredura do solo natural

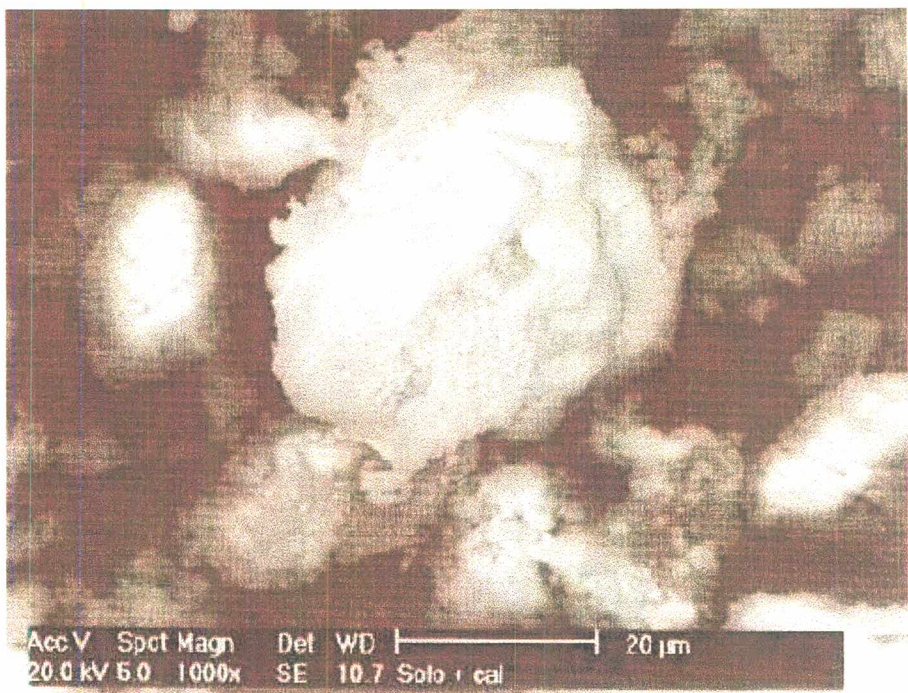


FIGURA 4.17 – Microscopia Eletrônica de Varredura do solo-cal

4.10 Método das pastilhas MCT

A Tabela 4.5, apresenta os resultados do ensaio das pastilhas MCT realizados para os diversos teores de cal.

Como pode ser visto na tabela, o aumento de cal provocou mudanças na classificação MCT. Segundo a classificação está ocorrendo um aumento na granulometria do material, ou seja, o solo que inicialmente era considerado argiloso com a adição de apenas 1% de cal apresentou tendência de solo siltoso, e a partir de acréscimos de 3% de cal a tendência foi de solo arenoso. Uma possível explicação para este fenômeno seria as reações que estão ocorrendo: pozolânica, aglomeração e floculação. A reação pozolânica é a responsável pelo aumento de resistência, que neste caso se dá pelo aumento no teor de cal, fazendo com que o material tenha uma maior rigidez impedindo assim a penetração da agulha na amostra. Já a floculação e a aglomeração modificam a textura do material devido ao acréscimo de cal, tornando a granulometria mais grossa, razão pela qual a classificação MCT apresentou, para o mesmo solo, comportamentos distintos, ou seja, o solo passou de argiloso para arenoso e de não laterítico para comportamento laterítico.

TABELA 4.5 – Resultados do ensaio segundo o método das pastilhas MCT

	Contração (mm)	Penetração (mm)	Classificação MCT
Solo natural	1.55	5	NG'
	1.61	5	
	1.60	5	
Solo + 1% de cal	1.27	5	NS' – NG'
	1.19	5	
	1.21	5	
Solo + 2% de cal	1.16	5	NS' – NG'
	1.33	5	
	1.25	5	
Solo + 3% de cal	1.12	3	NA'/[NG' – NS']
	1.13	3	
	1.15	3	
Solo + 4% de cal	0.70	3	NA' – NS'
	0.81	3	
	0.76	3	
Solo + 5% de cal	0.47	2.5	NA' – NS'
	0.52	2.5	
	0.45	2.5	
Solo + 6% de cal	0.72	2.5	NA' – NS'
	0.70	2.5	
	0.73	2.5	
Solo + 7% de cal	0.50	0.70	LA'
	0.50	0.68	
	0.50	0.76	

4.11. Ensaio de Durabilidade

4.11.1. Método da ABCP

O resultado do ensaio de durabilidade por molhagem e secagem, está apresentado na Tabela 4.6. A porcentagem de desgaste é a relação entre o peso seco do material que foi retirado por escovamento do corpo de prova, e o seu peso inicial seco de moldagem. Este método prevê que, no cálculo final do desgaste, se compute a porcentagem de água incorporada por reações ocorridas desde a moldagem. No caso de solos tipo A-7, esta porcentagem é igual a 3,5% do peso do corpo de prova após 12 ciclos de molhagem, secagem e escovamento. Para os cálculos foi considerado que este ganho de peso de água foi proporcional ao passar dos ciclos.

O desgaste máximo permitido após os 12 ciclos para solos do tipo A7 é de 7%. Utilizando este critério pode-se afirmar que a mistura de solo + 7% de cal apresenta má durabilidade, pois após os 12 ciclos obteve-se um desgaste de 15,4%. Este elevado desgaste pode ser justificado pela baixa resistência que a mistura solo-cal apresenta aos 7 dias de cura, pois os parâmetros utilizados neste ensaio são para misturas de solo-cimento.

A Figura 4.18 mostra a estrutura do corpo de prova após os 12 ciclos de molhagem, secagem e escovamentos.

TABELA 4.6 – Porcentagem de perda de massa após cada ciclo

Ciclos	% de perda de massa
1	3,9
2	5,4
3	5,8
4	6,1
5	6,6
6	6,9
7	8,1
8	9,5
9	10,8
10	12,1
11	13,9
12	15,4



FIGURA 4.18 – Corpo de prova após o ensaio de durabilidade da ABCP

4.11.2. Método sugerido nessa dissertação

Ao final de 28 dias os corpos de prova que foram curados por ciclos de secagem e molhagem seriam submetidos à compressão simples. Porém após 8 dias de secagem e 8 dias de molhagem, todos os corpos de prova apresentaram uma fratura próxima ao centro, o que impossibilitou o ensaio de resistência à compressão simples.

A Figura 4.19 mostra como ficou a estrutura do corpo de prova após 8 dias de secagem e 8 dias de molhagem.

O modo como os corpos de prova foram moldados pode ser a justificativa para esta configuração. Os corpos de prova foram confeccionados em uma camada, recebendo nove golpes de um lado e nove golpes do outro (energia do Proctor Normal). Este tipo de moldagem resultou num corpo de prova mais compactado nas extremidades e menos compactado no centro, fazendo com que, após a saturação, o corpo de prova rompesse no local de menor entrosamento entre os grãos.

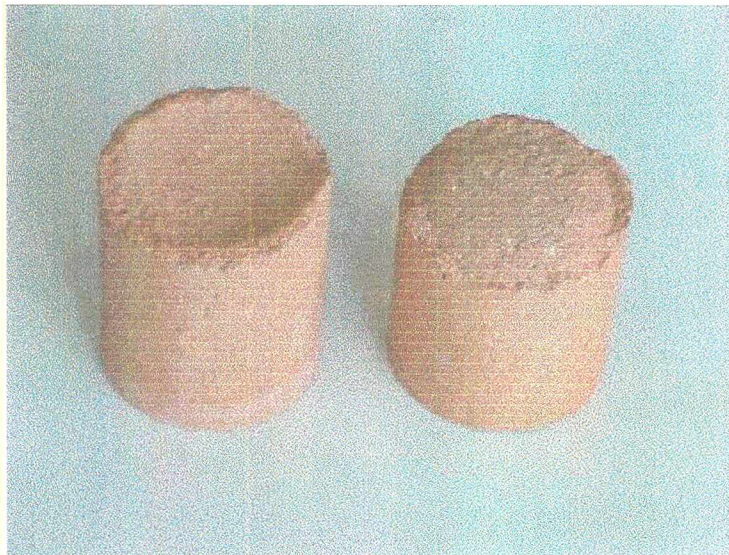


FIGURA 4.19– Estrutura do corpo de prova após 1 ciclo de molhagem e secagem

4.12 Módulo de Elasticidade e Tensão de Tração Máxima

Após 28 dias de cura as vigotas foram colocadas sobre dois apoios, distantes de 30,48 cm, e submetidas a aplicação de carga nos extremos do terço médio, distantes de 10,16 cm.

Para a determinação do módulo de elasticidade, foram realizadas três leituras do deslocamento vertical no centro da vigota, nos pontos em que a carga produzida foi de

1/3, 1/2 e 2/3 da que causa a ruptura, ou seja, como a carga que causou a ruptura das vigotas esteve em torno de 30 kgf, as leituras foram realizadas em 10 kgf, 15 kgf e 20 kgf, totalizando nove leituras para cada vigota.

A determinação do módulo de elasticidade é feita indiretamente através da expressão da deflexão, que segundo Ceratti (1991), apud Medina (1997) é expressa por:

$$W_o = \frac{23PL^3}{1296EI} \left[1 + \frac{216h^2(1+\mu)}{115L^2} \right]$$

- W_o = flecha máxima, cm;
- P = carga aplicada, kgf;
- L = distância entre os apoios, cm;
- E = módulo de elasticidade (kgf/cm²);
- I = momento de inércia;
- h = altura da viga, cm.
- μ = coeficiente de Poisson (0,35);

A tensão de tração máxima, foi determinada com o valor da carga vertical que causou a ruptura, através da expressão citada por Ceratti (1991), apud Medina (1997):

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{PL}{bh^2}$$

- P = carga aplicada, kgf;
- L = um terço do vão da vigota, cm;
- b = largura da vigota, cm;
- h = altura da vigota, cm.

A Tabela 4.7 apresenta a média dos valores obtidos para o módulo de elasticidade e para a tensão de tração máxima das vigotas de solo-cal.

TABELA 4.7 – Módulo de Elasticidade e Tensão de Tração Máxima aos 28 dias de cura

Módulo de Elasticidade	Tensão de Tração Máxima
2700 kgf/cm ²	0,79 kgf/cm ²

5. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DO PAVIMENTO

O dimensionamento será realizado para duas metodologias, uma contemplando os conceitos da mecânica dos pavimentos, com a utilização do Programa ELSYM5, e a outra metodologia, tendo como base o método de pavimentos flexíveis do DNER aplicado pela Prefeitura do Município de São Paulo. O material estabilizado será utilizado na camada de sub-base.

5.1 Método da Prefeitura Municipal de São Paulo

O método de dimensionamento desenvolvido pela Prefeitura do Município de São Paulo, para vias de tráfego leve e muito leve, baseia-se no método de pavimentos flexíveis do Engenheiro Murilo Lopes de Souza, de 1966, adotado pelo DNER e nos métodos MD-1 e MD-3T/79 da Prefeitura Municipal de São Paulo.

O número de solicitações equivalentes ao eixo padrão de 8,2 toneladas, foi estimado como sendo de 5×10^5 segundo a metodologia do Corpo de Engenheiros do Exército Americano.

O revestimento (R) será de pré-misturado a quente de graduação densa, com espessura de 3 cm e coeficiente estrutural (K_R) de 1,8. A base (B) será de brita graduada com, no mínimo 10 cm de espessura e coeficiente estrutural (K_B) de 1,0.

Adotando-se como CBR do reforço o resultado do ensaio de CBR do solo + 2% de cal, tem-se como CBR do reforço (CBR_{REF}) 28%, e com o tráfego classificado como leve obtém-se do ábaco do Anexo A uma espessura de base + revestimento (H_{REF}) de 10cm, portanto:

$$H_{REF} = B \times K_B + R \times K_R$$

$$10 = B \times 1,0 + 3 \times 1,8$$

$$B = 4,6$$

Adota-se como $B = 10$ cm.

Para o CBR do subleito (CBR_M) de 5% (solo compactado sem estabilizante), obtém-se do ábaco do Anexo A uma espessura total do pavimento (H_M) de 41 cm, logo

$$R \times K_R + B \times K_B + h_{REF} \times K_{REF} > H_M$$

De acordo com a metodologia da Prefeitura Municipal de São Paulo o valor de K_{REF} é dado por:

$$K_{REF} = \sqrt[3]{\frac{CBR_{REF}}{3CBR_M}}$$
$$K_{REF} = \sqrt[3]{\frac{28}{3 \times 15}} = 1,23$$

Como $1,23 > 1,0$, o valor de $K_{REF} = 1,0$.

$$3 \times 1,8 + 10 \times 1,0 + h_{REF} \times 1,0 > 41$$

$$h_{REF} > 25,6 \text{ cm}$$

Adota-se como $h_{REF} = 26 \text{ cm}$

A Figura 5.1 mostra a estrutura final obtida segundo o método desenvolvido pela Prefeitura Municipal de São Paulo.

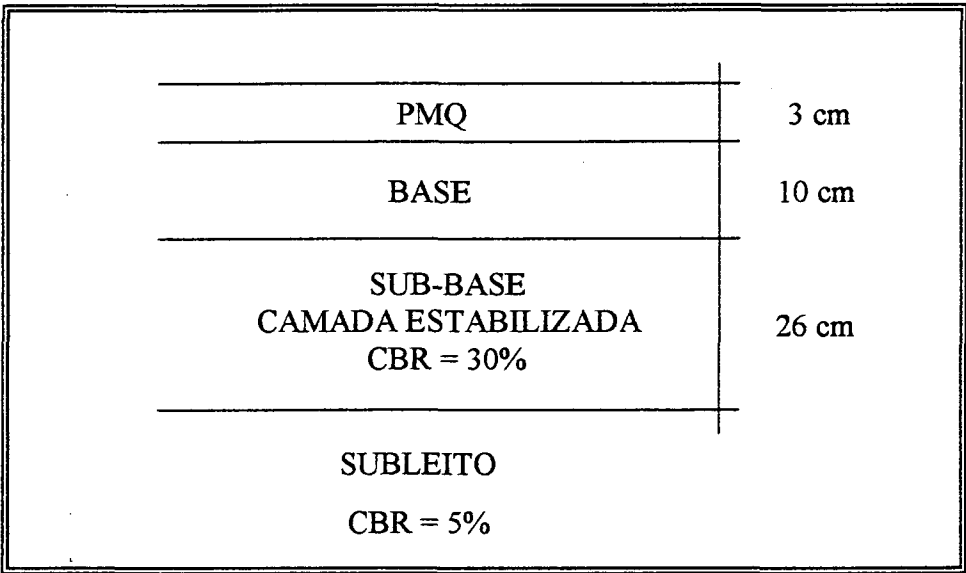


FIGURA 5.1 – Estrutura final obtida através da metodologia da Prefeitura Municipal de São Paulo

As verificações são efetuadas através da análise de tensões e deformações. Dentre essas são consideradas críticas: a tensão vertical no subleito e a deformação unitária de tração nas camadas superiores coesivas.

Este método de dimensionamento tem por base o estabelecimento de espessura suficiente à proteção do subleito quanto a deformações plásticas excessivas ou até à ruptura.

- **Estimativa dos módulos:**

Subleito: Como trata-se de um solo de comportamento não laterítico tem-se:

$$E_0 = 180 (\text{CBR})^{0,64}$$

$$E_0 = 180 (5)^{0,64} = 500 \text{ kgf/cm}^2$$

Reforço: Como trata-se de um solo de comportamento laterítico tem-se:

$$E_3 = 220 (\text{CBR})^{0,8}$$

$$E_3 = 220 (28)^{0,8} = 3342 \text{ kgf/cm}^2$$

Porém como foi realizado o ensaio de flexão de vigotas para determinação do módulo da camada estabilizada, adota-se o valor obtido no ensaio, ficando estabelecido:

$$E_3 = 2700 \text{ kgf/cm}^2$$

Base:

$E_2 = 3.400 \text{ kgf/cm}^2$ (dimensionado pelo gráfico do Anexo B). Como na BR 101 os módulos obtidos estão na faixa de 2.000 a 2.500 kgf/cm^2 , adota-se:

$$E_2 = 2500 \text{ kgf/cm}^2$$

Revestimento:

$$E_1 = 30000 \text{ kgf/cm}^2$$

a) Determinação da tensão vertical no subleito

Segundo a Figura do Anexo C a espessura equivalente entre as camadas é dada por:

$$h_e = 0,80 \left(h_1 \times \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_0}} + h_2 \times \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_0}} + h_3 \times \sqrt[3]{\frac{E_3}{E_0}} + \dots \right)$$

$$h_e = 0,80 \left(3 \times \sqrt[3]{\frac{30000}{500}} + 10 \times \sqrt[3]{\frac{2500}{500}} + 26 \times \sqrt[3]{\frac{2700}{500}} \right) = 59 \text{ cm}$$

Através do gráfico do Anexo C obtém-se uma tensão vertical no subleito (δ) de 0,40 kgf/cm².

b) Determinação da deformação unitária na superfície inferior da camada de revestimento:

Esta determinação é realizada de acordo com a figura do Anexo E. Segundo a metodologia é necessário obter o módulo equivalente de um conjunto de camadas.

Neste caso, o módulo equivalente entre o subleito e o reforço é dado por: $n = E_3/E_0$, portanto: $n = 2700/500 = 5,4$

Com o valor de n e a espessura do reforço de 26 cm obtém-se do gráfico do Anexo E um $\alpha = 4,4$

Resulta:

$$E_{eq (SL/REF)} = \alpha \cdot E_0$$

$$E_{eq (SL/REF)} = 4,4 \times 500 = 2200 \text{ kgf/cm}^2$$

O módulo equivalente subleito/reforço/base é dado por: $n = E_2/E_{eq(SL/REF)}$, portanto: $n = 2500/2200 = 1,14$. Como o valor mínimo para 'n' na Tabela 2.6 é de 1,25, adota-se $n = 1,25$.

Com o valor de n e uma espessura de 10 cm (base) obtém-se do gráfico do Anexo E um $\alpha = 1,18$.

Resulta:

$$E_{eq (SL/REF/BASE)} = 1,18 \times 2200 = 2596 \text{ kgf/cm}^2$$

Com o módulo equivalente das camadas (2596 kgf/cm²) e a espessura do revestimento (3 cm) obtém-se do gráfico do Anexo F a deformação unitária de tração $\varepsilon = 3,6 \times 10^{-4}$.

Através do gráfico do Anexo D obtém-se o limite máximo admissível para a tensão vertical no subleito e através do gráfico do Anexo H obtém-se o limite máximo admissível para a deformação unitária de tração.

A Tabela 5.1 mostra os valores obtidos e os valores admissíveis para a tensão vertical no subleito e para a deformação unitária de tração nas camadas superiores coesivas.

TABELA 5.1 – Valores da análise tensão/deformação para os dois critérios adotados

Critérios adotados	Valor obtido	Valor admissível
Tensão Vertical	0,40 kgf/cm ²	0,65 kgf/cm ²
Deformação Unitária	3,6 x 10 ⁻⁴ cm/cm	4,0 x 10 ⁻⁴ cm/cm

Embora os valores obtidos tenham se apresentados próximos, tanto a tensão vertical de tração no subleito como a deformação unitária de tração são inferiores aos limites máximos permissíveis, informando assim que a estrutura verificada apresenta segurança quanto ao seu comportamento resiliente.

5.2. Dimensionamento contemplando os conceitos da Mecânica dos Pavimentos

Este dimensionamento foi realizado contemplando os conceitos da Mecânica dos Pavimentos. Para tanto fez-se uso do programa computacional ELSYM 5.

Para a definição das espessuras, levou-se em conta o número de solicitações equivalentes ao eixo padrão de 8,2 toneladas, o qual foi estimado como sendo de 5×10^5 segundo a metodologia do Corpo de Engenheiros do Exército Americano, e de $2,9 \times 10^5$ segundo a metodologia da AASHTO.

A estrutura de referência para o cálculo das tensões no programa ELSYM 5 está representada na Figura 5.2. Esta estrutura foi obtida a partir do dimensionamento pelo método DNER/79, com a utilização do resultado do ensaio de CBR da amostra ensaiada com 2% de cal.

Para a análise tensão/deformação foram adotados os seguintes parâmetros:

- a) Pressão de contato pneu/pavimento (p) = 5,8 kgf/cm²;
- b) Carga aplicada por roda (eixo simples de roda dupla) (P) = 2050 kg;
- c) Espaçamento entre rodas = 32 cm;
- d) Raio da área de contato (a) = 10,61 cm
- e) Módulo de elasticidade (E_1) e coeficiente de Poisson (μ_1) do revestimento = 30000 kgf/cm² e 0,25;
- f) Módulo de elasticidade (E_2) e coeficiente de Poisson (μ_2) da base = 2500 kgf/cm² e 0,35;

- g) Módulo de elasticidade(E3) da camada estabilizada e coeficiente de Poisson (μ_3) = 2700 kgf/cm² e 0,45;
- h) Módulo de elasticidade do subleito e coeficiente de Poisson (E4) = 500 kgf/cm² e 0,45;
- i) Resistência à tração da camada cimentada = 0,79 kgf/cm².

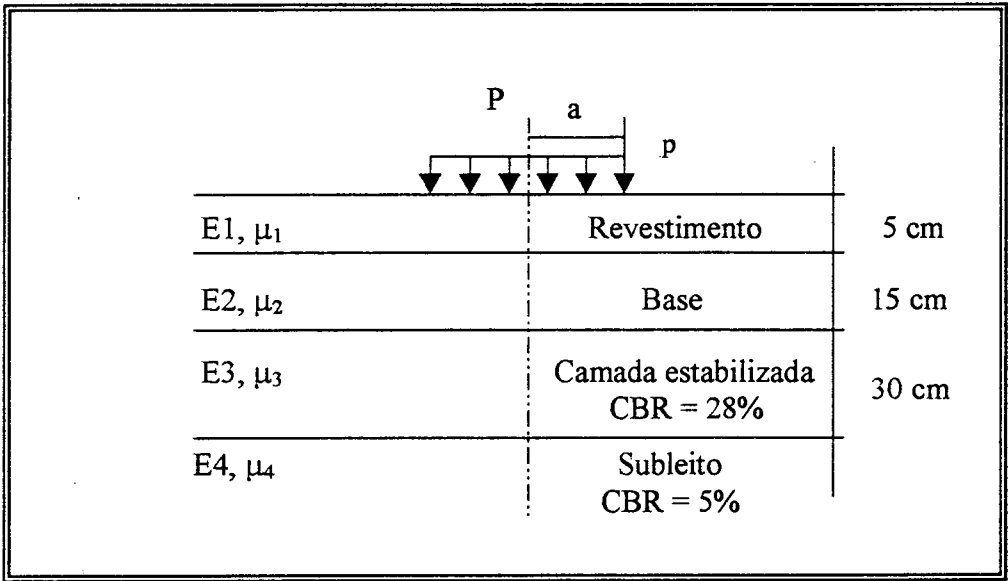


FIGURA 5.2. Estrutura de referência para o cálculo das tensões obtida através do dimensionamento pelo método DNER/79

Para o dimensionamento foram adotados os seguintes critérios de ruptura:

DEFLEXÃO TOTAL DA ESTRUTURA

$$\text{Log } D = 3,148 - 0,188 \log N, \text{ onde:}$$

- D = deflexão total admissível da estrutura para o $N_{8,2t}$ de projeto;
- N = número de solicitações do eixo padrão para a ruptura, calculado com os coeficientes do Corpo de Engenheiros do Exército Americano.

Para a deflexão obtida através do programa ELSYM5 de 47×10^{-2} mm, o número de solicitações equivalentes é de 7×10^7 .

DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE TRAÇÃO NO REVESTIMENTO

$$Nf = 0,0796 * \epsilon_t^{-3,291} * E^{-0,854}, \text{ onde:}$$

- N_f = número de solicitações do eixo padrão para a ruptura, calculado com os coeficientes da AASHTO;
- ϵ_t = deformação específica de tração inicial;
- E = módulo de elasticidade da camada, 428571 psi.

Para a deformação específica obtida no programa ELSYM5 de 235×10^{-6} cm/cm, o número de solicitações equivalente é de 1×10^6 .

TENSÃO DE TRAÇÃO NA CAMADA ESTABILIZADA

$$SR = \sigma_t / R_t, \text{ onde:}$$

- σ_t = Tensão de tração;
- R_t = Resistência à tração.

Para que não ocorra ruptura por fadiga da camada estabilizada, o valor de SR deverá alcançar valores abaixo da relação de tensões limite de 0,50, ou seja, $SR \leq 0,50$.

Com a resistência à tração obtida no ensaio de flexão de vigotas de $0,79 \text{ kgf/cm}^2$, e a tensão de tração obtida no programa ELSYM5 de $0,39 \text{ kgf/cm}^2$, obtém-se $SR = 0,49$.

TENSÃO VERTICAL NO TOPO DA CAMADA FINAL DE TERRAPLENAGEM

$$\sigma_{adm} = 0,006 E / (1 + 0,7 \log N), \text{ onde:}$$

- σ_{adm} = tensão vertical no topo da camada final de terraplenagem, em kgf/cm^2 ;
- E = módulo de elasticidade da camada final de terraplenagem, em kgf/cm^2 ;
- N = número de solicitações do eixo padrão de 8,2 toneladas, calculado com os coeficientes do Corpo de Engenheiros do Exército Americano.

Para $E = 500 \text{ kgf/cm}^2$ e a tensão vertical obtida no topo da camada final de terraplenagem através do programa ELSYM5 de $0,12 \text{ kgf/cm}^2$, o número de solicitações correspondente é de 2×10^{34} .

A Figura 5.3 apresenta a estrutura final obtida. As espessuras das camadas foram definidas a partir de várias simulações da estrutura de referência onde variou-se as espessuras das camadas.

A Tabela 5.2 apresenta os valores obtidos na análise tensão/deformação para os 4 critérios de ruptura desenvolvidos.

TABELA 5.2. Valores da análise tensão/deformação para os critérios adotados

Crítérios adotados	Valores obtidos no ELSYM5	Número de solicitações
Deflexão	$47 \times 10^{-2} \text{ mm}$	7×10^7
Deformação	$235 \times 10^{-6} \text{ cm/cm}$	1×10^6
Tensão vertical	$0,12 \text{ kgf/cm}^2$	2×10^{34}
Tensão de tração	$0,39 \text{ kgf/cm}^2$	-

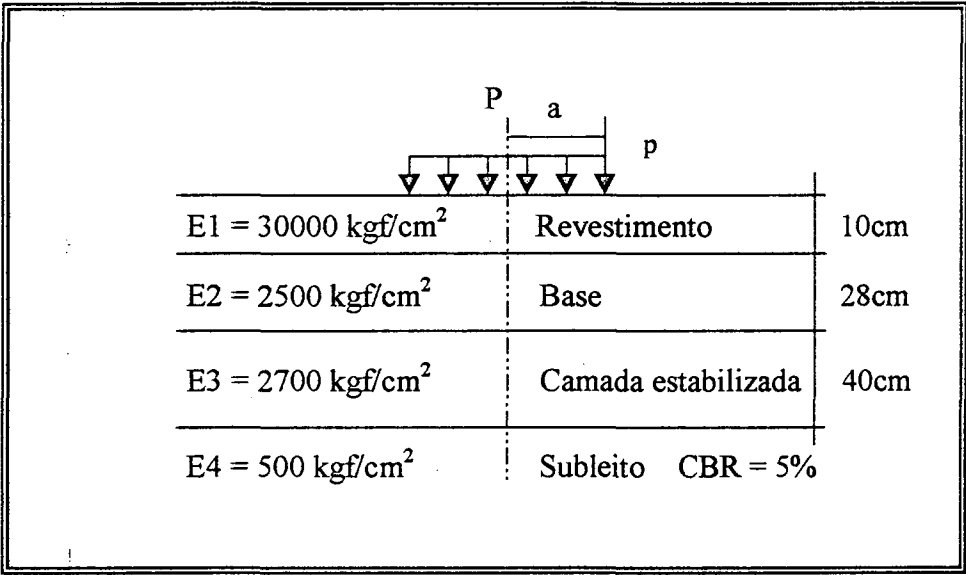


FIGURA 5.3. Estrutura final obtida na análise tensão/deformação

Os resultados obtidos por este método de dimensionamento, demonstram que, levando-se em consideração a tensão de tração na camada estabilizada o dimensionamento torna-se inviável, pois as camadas obtidas apresentam-se muito espessas. Porém, este dimensionamento foi realizado levando-se em consideração os valores obtidos no ensaio de CBR para a mistura de solo + 2% de cal, curados por 28 dias, o qual apresenta valor de suporte possível de ser empregado em camada de sub-base, com baixa porcentagem de cal.

CONCLUSÕES

Os resultados dos ensaios de laboratório, apresentados e analisados anteriormente, permitiram que se chegasse às seguintes conclusões:

A curva granulométrica do material foi alterada com a adição de cal ao solo. A adição de cal ocasionou uma redução na fração argila e um aumento na fração mais grossa do material.

A curva de compactação sofreu alteração com a adição de cal. De uma forma geral, houve redução no peso específico aparente seco e um aumento da umidade ótima de compactação.

A permeabilidade da mistura solo-cal, apresentou uma diminuição em relação ao solo natural.

A capacidade de suporte do solo foi notavelmente melhorada pela adição de cal, o CBR do solo + 7% de cal atingiu um valor de 42% após 4 dias de imersão, enquanto que para o solo natural o CBR foi de 5%. Nos corpos de prova curados por 28 dias, obteve-se resistência semelhante aos corpos de prova sem cura, porém com reduzida porcentagem de cal.

Houve uma brusca redução nas propriedades de expansão do solo em consequência da adição de cal ao mesmo. A expansão que no solo natural era de 2,81%, comparada com a maior expansão obtida na mistura solo-cal, teve uma redução de aproximadamente 4 vezes.

Tanto a resistência à compressão simples como a resistência à compressão diametral aumentaram com o tempo de cura.

A análise por microscopia eletrônica permitiu observar uma modificação na textura geral do solo, que passou a apresentar maior granulação.

O método das pastilhas MCT evidencia que a cal aumenta a granulometria do material, pois, o solo que inicialmente era considerado argiloso, passou para siltoso e a seguir para arenoso, ou seja, passou de NG' para LA'.

Em geral as características do solo apresentaram melhorias devido o tratamento com cal. Estes resultados demonstram que a estabilização de solo utilizando cal pode ser viável, o que se torna necessário é um método de dimensionamento adequado, que leve em consideração as peculiaridades da mistura solo-cal. Os métodos adotados nesta pesquisa forneceram espessuras diferenciadas para as mesmas características, o que demonstra que os critérios adotados não conseguem refletir adequadamente a realidade destas misturas.

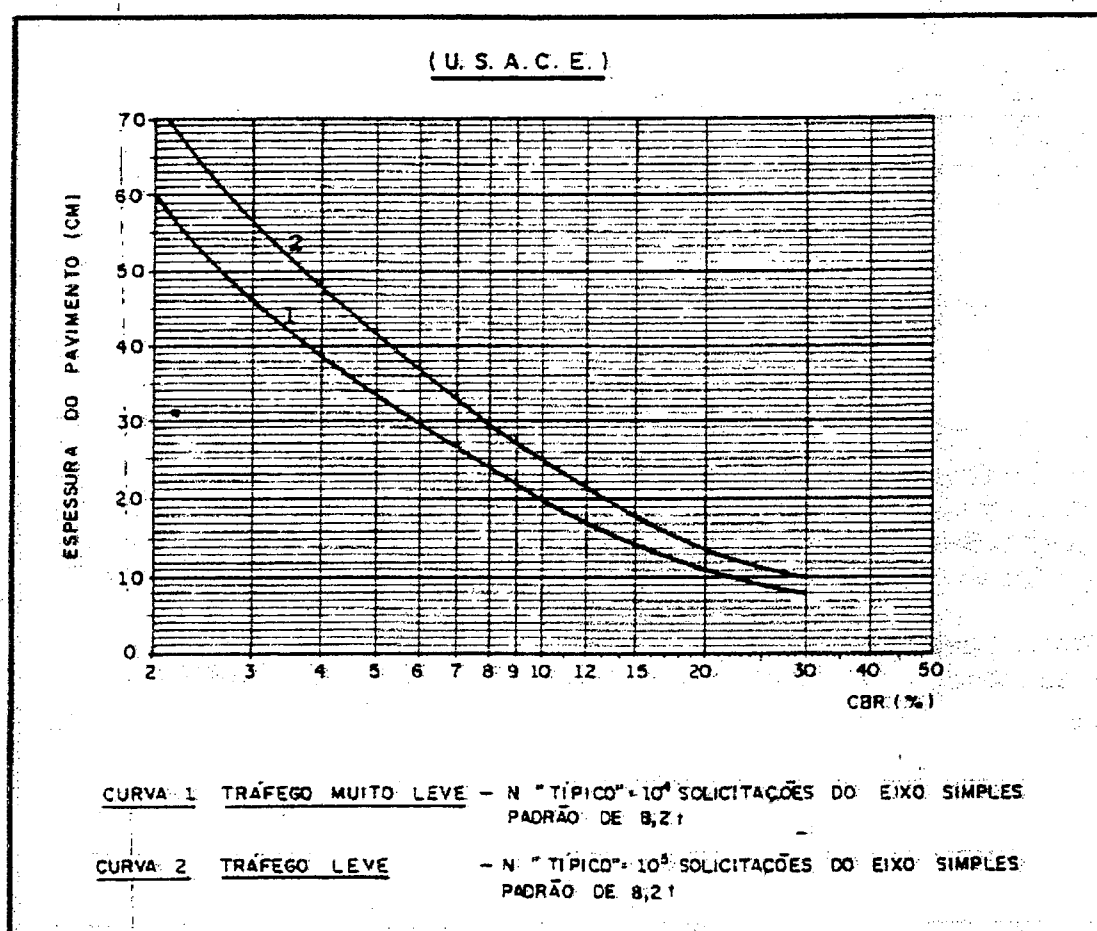
SUGESTÕES

Diante das dificuldades encontradas para se dimensionar um pavimento com camadas estabilizadas, sugere-se como trabalhos futuros, o desenvolvimento de um método de dimensionamento que se adapte às características de comportamento mecânico de misturas solo-cal.

Sugere-se também, que sejam realizados ensaios com diversos teores de cal, além da realização de ensaios de resiliência e outros para determinação dos módulos de elasticidade reais dos materiais empregados no dimensionamento, evitando-se estimativas por correlações que nem sempre são as mais adequadas, principalmente as de CBR x E.

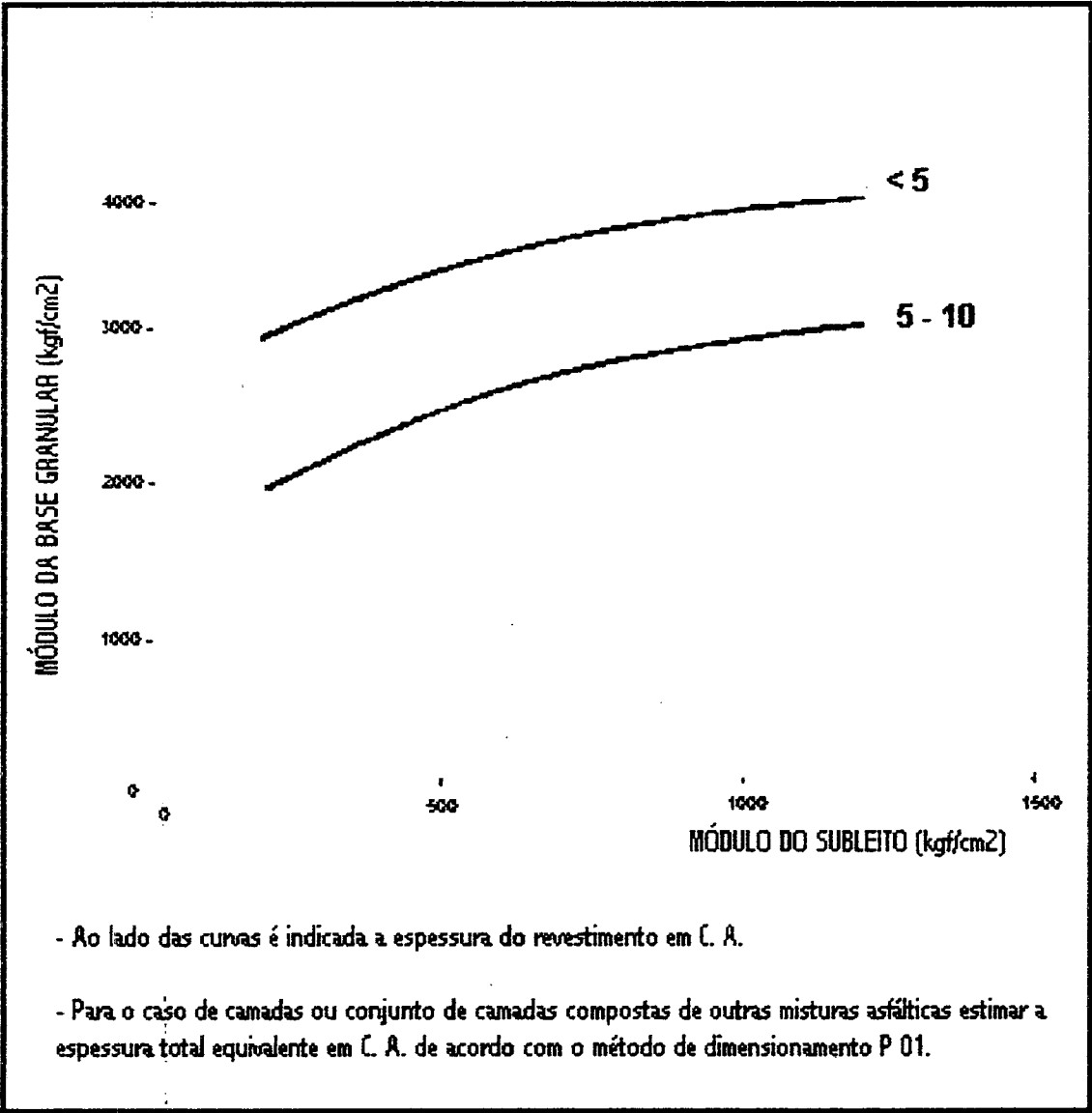
ANEXO A

Ábaco de dimensionamento – Método do Corpo de Engenheiros



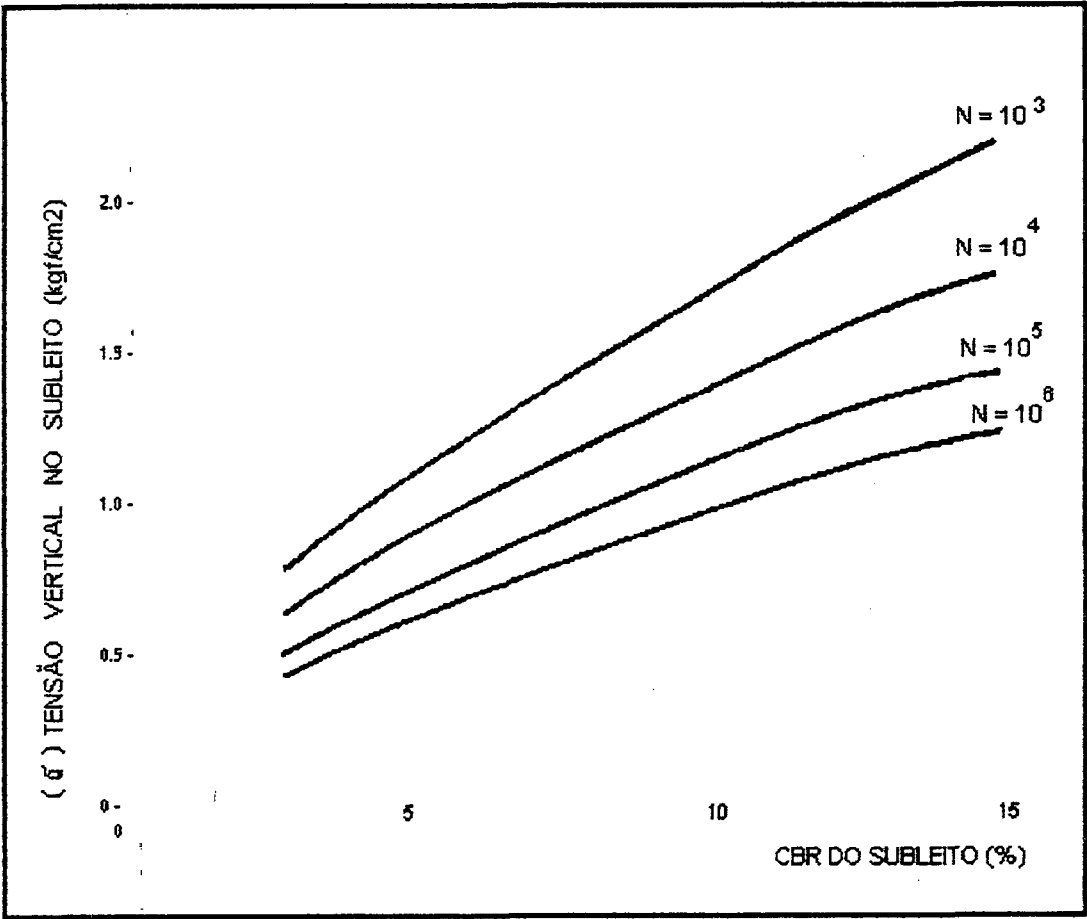
ANEXO B

Estimativa do Módulo de Resiliência da base granular



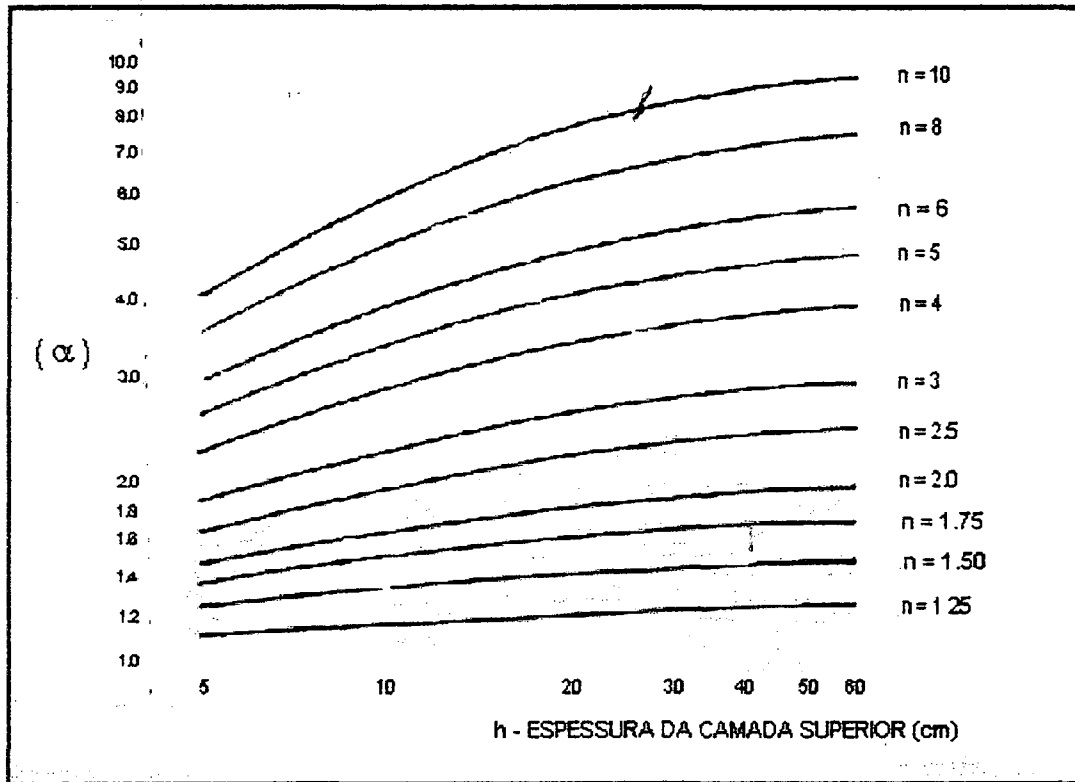
ANEXO D

Limites Máximos Admissíveis para a Tensão Vertical no Subleito



ANEXO E

Determinação do Módulo de Resiliência Equivalente das Camadas da Infra-estrutura



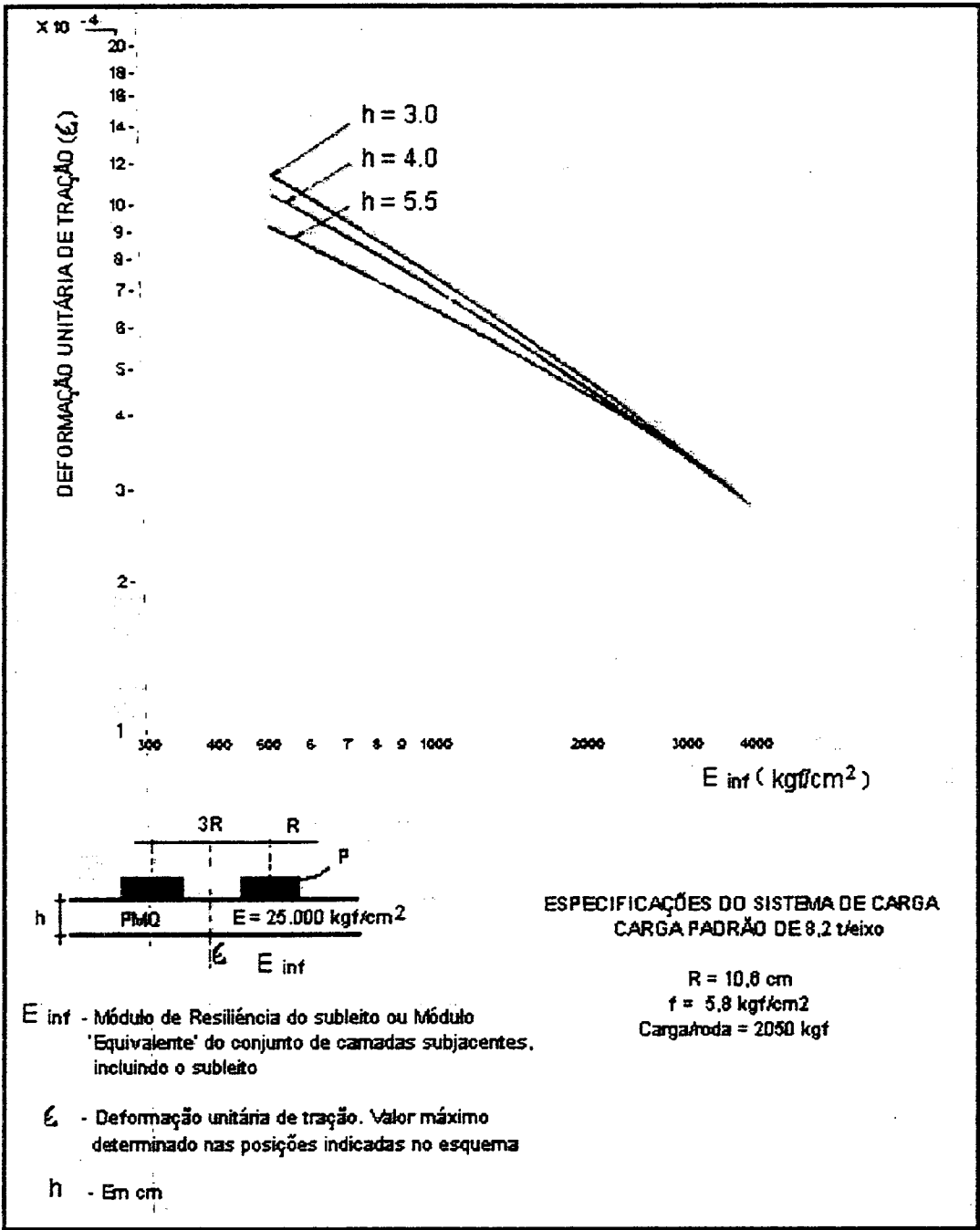
$$h \left[\begin{array}{c} \text{CAMADA SUPERIOR} \\ \text{SUBLEITO} \end{array} \right. \left. \begin{array}{c} (E1) \\ (E0) \end{array} \right\} E_{eq} \quad n = \frac{E1}{E0} \quad E_{eq} = \alpha \cdot E0$$

α é obtido no gráfico em função de n e h

- 1 - Para obter o módulo equivalente de um conjunto de camadas, aplicar, sucessivamente, o mesmo procedimento a partir do subleito. O E_{eq} do conjunto subleito/ 1ª camada constituirá o módulo do conjunto seguinte e assim sucessivamente.
- 2 - Para camadas de materiais granulares não coesivos limitar n ao valor máximo de 5. Se $n > 5$ obter $n = 5$

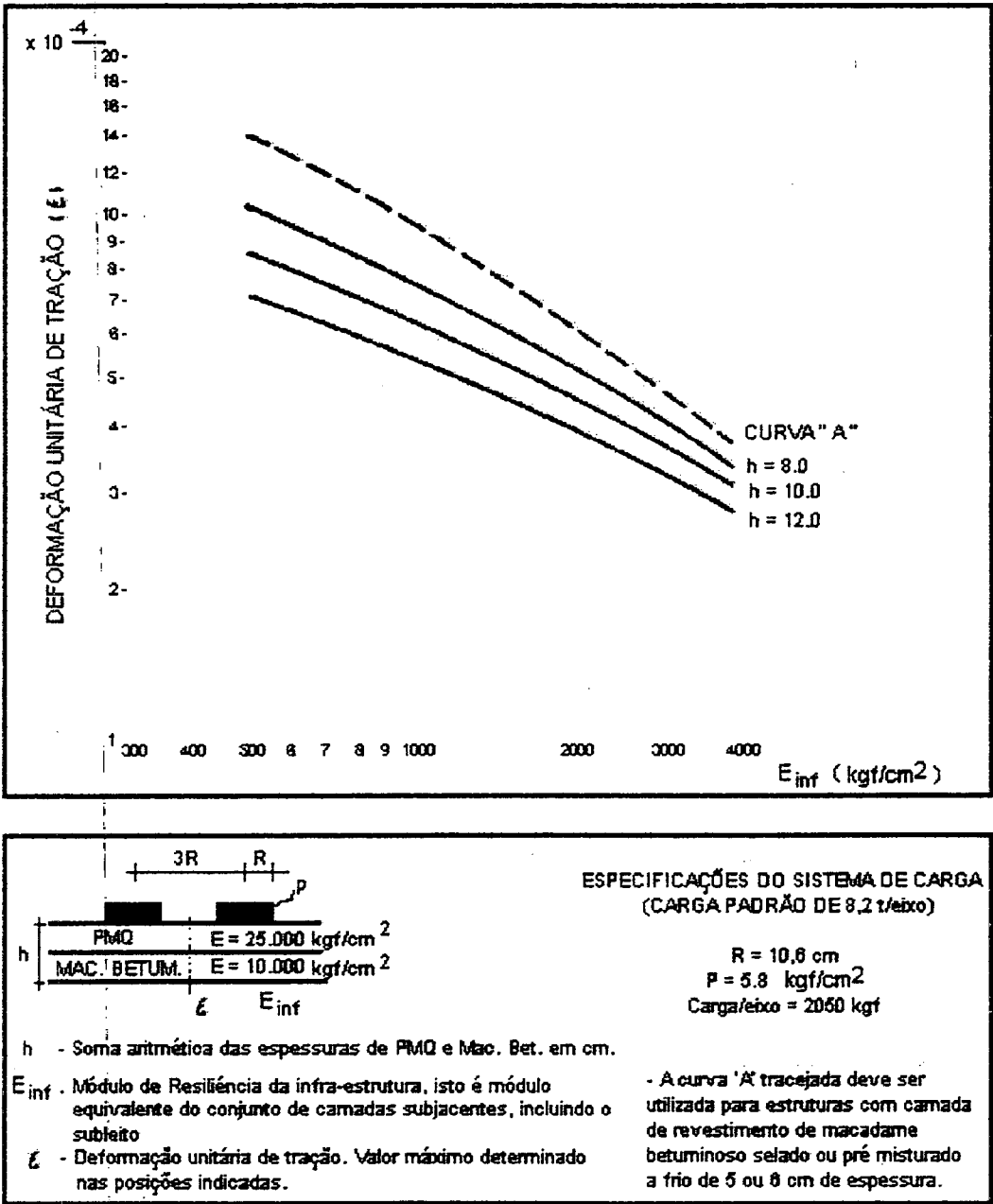
ANEXO F

Deformação Unitária de Tração nas Camadas Betuminosas



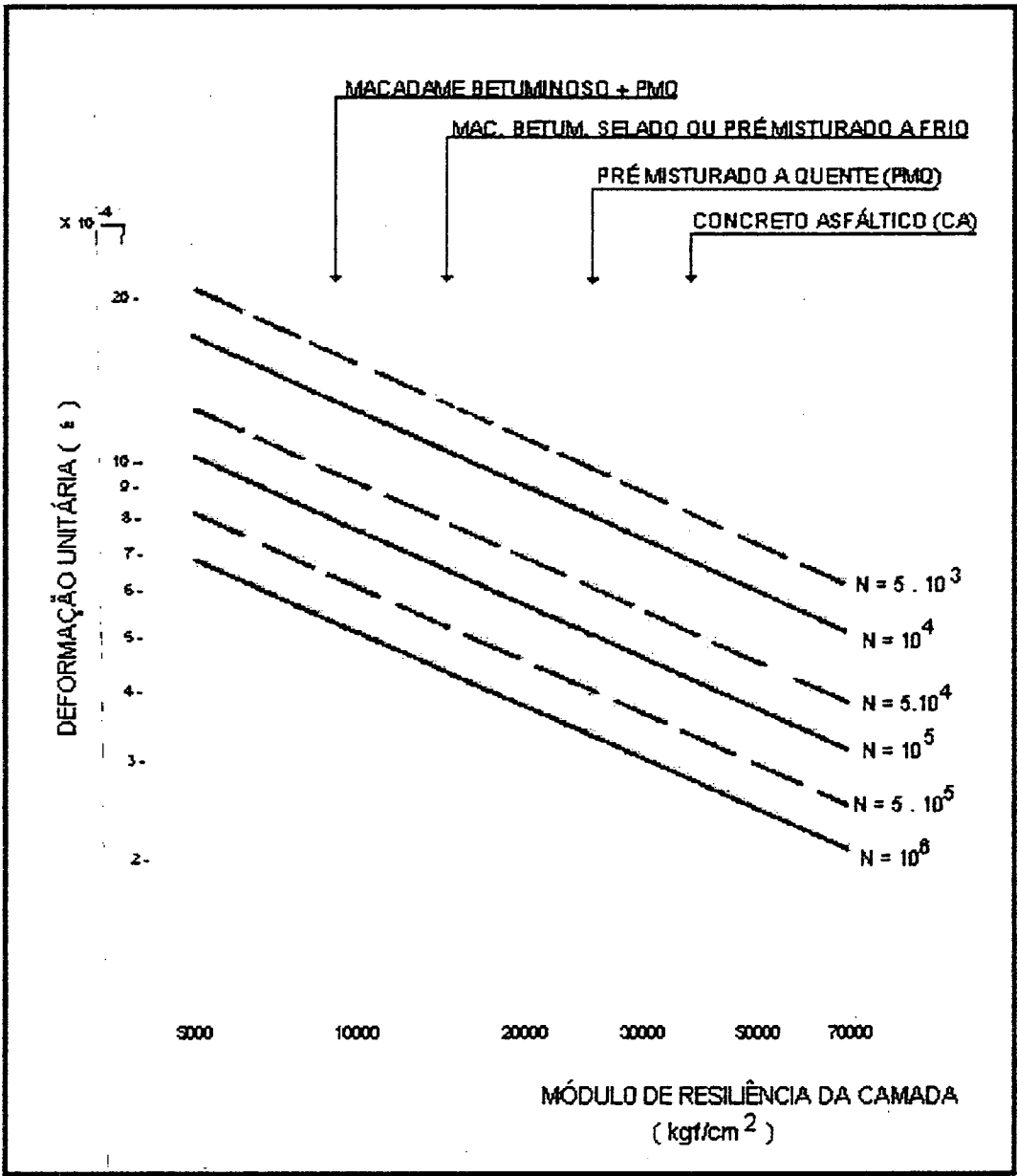
ANEXO G

Deformação Unitária de Tração nas Camadas de Misturas Asfálticas



ANEXO H

Limites Máximos Admissíveis para a Deformação Unitária de Tração na Superfície
Inferior das Camadas Constituídas de Misturas Asfálticas

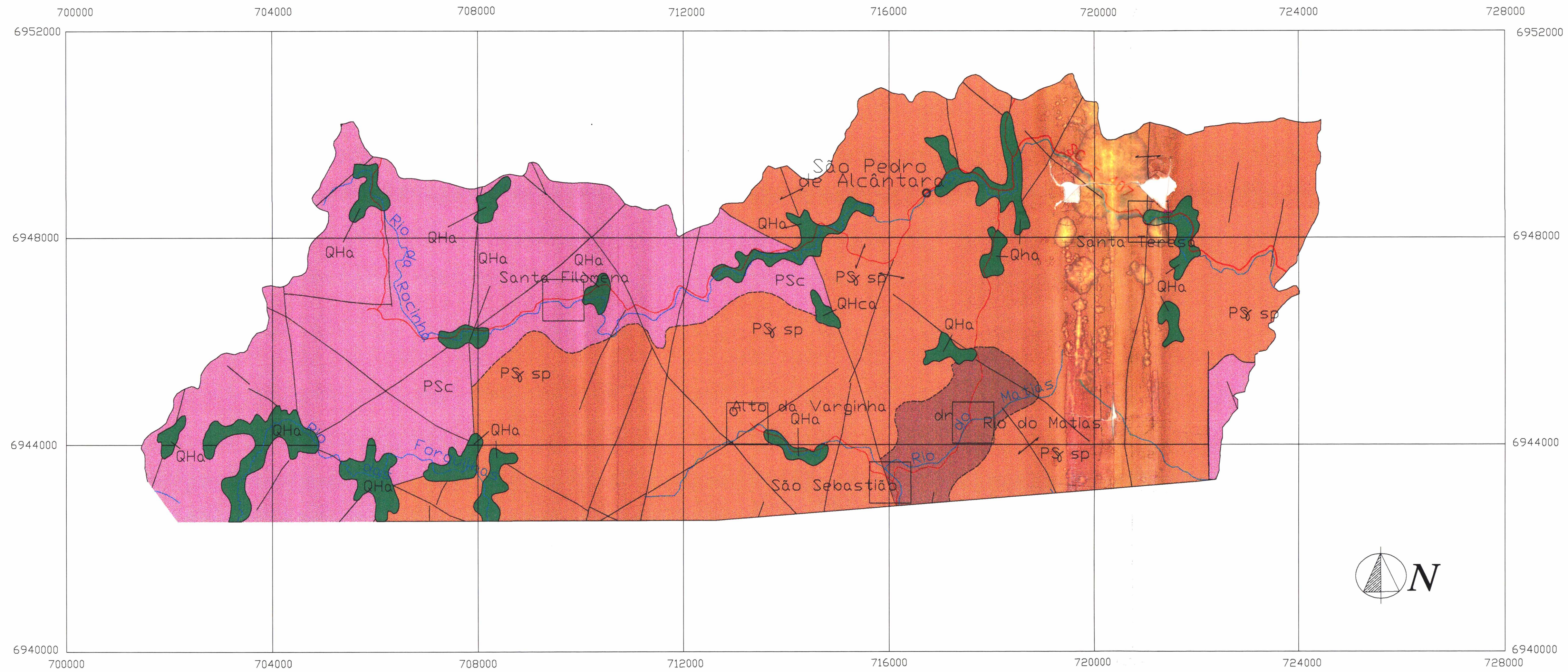


ANEXO I

Mapa Pedológico do Município de São Pedro de Alcântara - SC

ANEXO J

Mapa Geológico do Município de São Pedro de Alcântara - SC



MAPA GEOLÓGICO DO MUNICÍPIO DE SÃO PEDRO DE ALCÂNTARA

LEGENDA

- QHa - Sedimentos aluvionares, siltico-argilosos, areias e cascalheiras.
- QHca - Sedimentos colúvio-alúvio-eluviais indiferenciados
- PSsp - Suíte Intrusiva S. Pedro de Alcântara
- PSc - Complexo cangaçu

- Contato Definido ———
- Contato Inferido - - - -

ROCHA
dr - diorito

CONVENÇÕES CARTOGRÁFICAS

NUCLEOS URBANOS

- CIDADE ○
- VILA ○
- Outras Localidades □

LIMITES

- Municipal ———

RODOVIAS

- Pavimentada ———
- Sem Pavimentação - - - -

HIDROGRAFIA

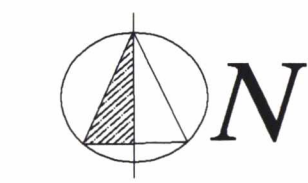
- Curso d'água ———

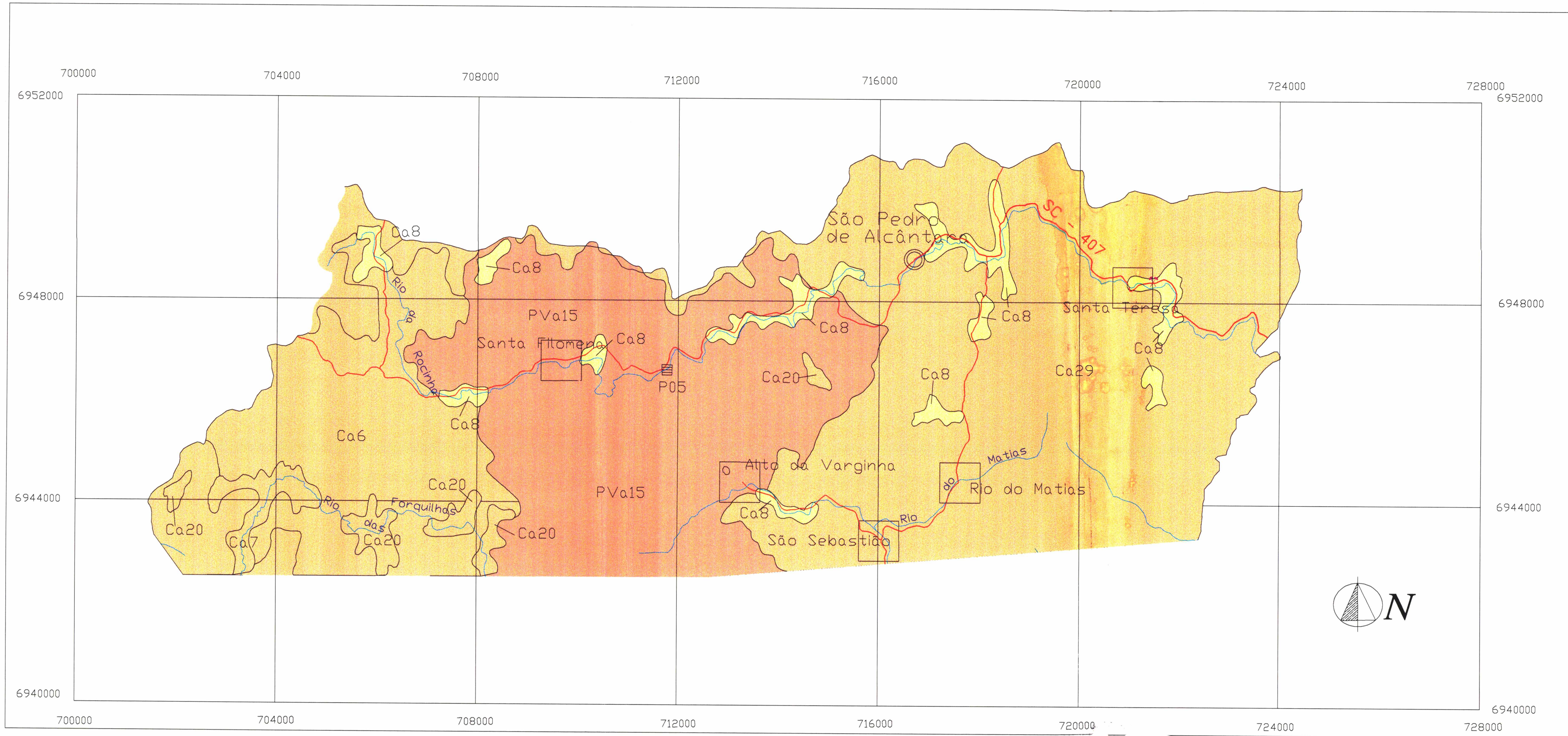
JAZIDA ESTUDADA

- X —

ESCALA: 1 : 50.000

ELABORAÇÃO:
SECRETARIA DE DESENVOLVIMENTO ECONÔMICO E DE INTEGRAÇÃO AO MERCOSUL
EDIÇÃO:
KÁTIA ELISA POMATTI e
KLAYTON POTTMAYER MARINS





MAPA PEDOLÓGICO DO MUNICÍPIO DE SÃO PEDRO DE ALCÂNTARA

LEGENDA

- Podzólio Vermelho-Amarelo álico
- PVa15 - Podzólio Vermelho-Amarelo álico Tb A moderado e proeminente textura média/argilosa relevo montanhoso e forte ondulado + Podzólio Vermelho-Amarelo latossólico álico A moderado textura argilosa relevo forte ondulado.
- Cambissolo álico
- Ca8 - Cambissolo álico Tb A moderado e proeminente textura argilosa e média relevo suave ondulado e plano.
- Cambissolo álico
- Ca16 - Cambissolo álico Tb A proeminente e moderado textura argilosa e muito argilosa + Podzólio Vermelho-Amarelo Latossólico álico A proeminente e moderado textura argilosa e média relevo forte ondulado.
- Ca17 - Cambissolo álico Tb A proeminente e moderado textura argilosa + Podzólio Vermelho-Amarelo álico Tb A proeminente e moderado textura média/argilosa relevo forte ondulado.
- Ca20 - Cambissolo álico Tb A moderado e proeminente textura argilosa relevo suave ondulado + Podzólio Vermelho-Amarelo álico Tb A moderado e proeminente textura média/argilosa relevo ondulado e suave ondulado.
- Ca29 - Cambissolo álico Tb A moderado e proeminente textura argilosa pouco cascalhenta + Podzólio Vermelho-Amarelo álico Tb A moderado e proeminente textura média/argilosa pouco cascalhenta relevo montanhoso e forte ondulado.
- Ta - argila de atividade alta
- Tb - argila de atividade baixa
- - Perfil
- - Amostra

CONVENÇÕES CARTOGRÁFICAS

- NUCLEOS URBANOS
- CIDADE
- VILA
- Outras Localidades
- LIMITES
- Municipal
- RODOVIAS
- Pavimentada
- Sen Pavimentação
- HIDROGRAFIA
- Curso d'água
- JAZIDA ESTUDADA

ESCALA: 1 : 50.000

ELABORAÇÃO:
SECRETARIA DE DESENVOLVIMENTO ECONÔMICO E DE INTEGRAÇÃO AO MERCOSUL
EDIÇÃO:
KÁTIA ELISA POMATTI e
KLAYTON POTTMAIER MARINS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). *Dosagens de misturas de solo-cimento: Normas e dosagens e métodos de ensaio*. 3 ed. Revisada pelo Eng. Márcio da Rocha Pitta. São Paulo, 1986. 57p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). *Construção das bases de solo-cimento pelo processo de mistura na pista*. 4 ed. São Paulo, ABCP, 1996. 55p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Análise Granulométrica*. NBR 7181. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Cal hidratada para argamassas – determinação da finura*. NBR 9289. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Determinação da massa específica*. NBR 6508. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Determinação do limite de liquidez*. NBR 6459. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Determinação do limite de plasticidade*. NBR 7180. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Ensaio de compactação*. NBR 7182. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Índice Suporte Califórnia*. NBR 9895. Rio de Janeiro, 1987.
- BUENO, B. S.; LIMA, D. C.; RÖHM, S. A. Influência de algumas propriedades naturais dos solos na reatividade solo-cal para fins rodoviários. In: 17ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Anais. São Paulo, ABPV, 1982. p. 87-95.
- COMPANHIA ENERGÉTICA DE SÃO PAULO – Laboratório Central de Engenharia. *Determinação do coeficiente de permeabilidade de meios porosos em laboratório*. MSL – 09. São Paulo.
- CHAUVEL, A. NÓBREGA, M. T. Comportamento dos solos argilosos desenvolvidos sobre basaltos do Brasil Meridional após tratamento com cal. In: IV REUNIÃO

- ABERTA DA INDÚSTRIA DA CAL. Boletim nº 12, São Paulo, ABPC, 1980. p. 124-172.
- CORREA, F. C.; FELEX, J. B. Influência da cura na resistência do latossolo roxo estabilizado com cal hidratada. In: 25ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Anais. São Paulo, ABPV, 1991. p. 1688-1700.
- DAVISON, DIAS, R. ; MILITITSKY, J. Metodologia de classificação de perfis e unidades geotécnicas desenvolvida na UFRGS. Revista Solos e Rochas, v. 17, 1994.
- DIAS MACHADO, C. F. *Estabilização de solo típico regional visando sua utilização como base de pavimentos*. Porto Alegre, 1978. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - UFRGS.
- GUTIERREZ, N. H. M., KRUGER, C. A., NÓBREGA, M. T. N. Efeitos da adição de cal e cimento nas propriedades físicas e mecânicas de um solo argiloso laterítico. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS. Anais, Brasília, 1998. p. 1191-1197.
- MEDINA, J. *Mecânica dos Pavimentos*. Rio de Janeiro, Editora UFRJ, 1997;
- MERCADO, J. I. L. Suelo estabilizado com cal teoria y prática. In: II SIMPÓSIO SOBRE PESQUISAS RODOVIÁRIAS. Rio de Janeiro, 1966.
- MOORE, R. K.; MEYER, A. H.; ANDAY, M. C.; EMERY, J. J.; GUMM, J. H.; GRUTSCHICH, K. A; HECKATHORN, C. W.; KENNEDY, T. W.; LANDRUM, H W.; LITTLE, D. N.; MCDONALD, E. B.; ORMSBY, W. C.; PETRY, T. M.; THOMPSON, M. R.; USMEN, M. A; WRIGHT, P. J. *Lime Stabilization, Reactions, Properties, Design, and construction*. Transportation Research Board. Washington, 1987.
- NOGAMI, J. B.; CORREA, F. C.; VILLIBOR, D. F. Perspectiva da aplicação do solo-cal em rodovias. Exemplos de pistas experimentais. In: IV REUNIÃO ABERTA DA INDÚSTRIA DA CAL. Boletim nº 12, São Paulo, ABPC, 1980. p. 211-234.
- NOGAMI, J. S. , VILLIBOR, D. F. *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo, 1995.
- NUNEZ, W. P. *Estabilização físico-química de um solo residual de arenito botucatu visando seu emprego na pavimentação*. Porto Alegre, 1991. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - UFRGS.

- OLIVEIRA, J. B.; JACOMINE, P. K. T.; CAMARGO, M. N. *Classes gerais de solos do Brasil*. 2ª ed. FUNEP. São Paulo, 1992. p. 123-124.
- PASSOS GUIMARÃES, J. E. *A Cal Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil*. São Paulo: Pini, 1997.
- PASSOS GUIMARÃES, J. E. *Estabilização de solos - nova e importante aplicação da cal seus conceitos e suas vantagens*. São Paulo, 1971.
- PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO – Secretaria de Vias Públicas. *Pavimentação Urbana: Procedimento de Dimensionamento de Pavimentos para Vias de Tráfego Leve e Muito Leve*. São Paulo, 1992.
- QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. Reações que ocorrem quando da estabilização com cal de solos lateríticos. In: 24ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Anais, Belém, ABPV, 1990. p. 224-231.
- QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. Avaliação da reatividade à cal de solos lateríticos. In: 18ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Anais, Porto Alegre, ABPV, 1983. p. 393-403.
- SILVEIRA, J. *Estudo da permeabilidade e estrutural solo-cal*. Rio de Janeiro, 1979. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - UFRJ.
- THOMÉ, A. *Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal visando seu uso em fundações superficiais*. Porto Alegre, 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – UFRGS.
- US Department of Transportation – Federal Highway Administration – ELSYM5 – *Interactive Micro Computer Version User's Manual for IBM-PC and Compatible Micro Computer Version*, 1986.
- ZANINI, L.F.P. *Programa de Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil*. Florianópolis. Brasília: CPRM, 1997. p. 35-81.